

プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形性状 に関する実験的研究

本 岡 順 二 郎*
末 次 宏 光**
浜 原 正 行***

1. 序

建築構造物の設計基準は、周知のように大幅な改正が加えられた。これに伴って建築構造物の設計手法は、従来からの許容応力度設計に加えて終局設計を実施することが義務づけられることになった。

終局設計を可能たらしめるためには、構造物を構成する部材の塑性変形性状が解明されていなくてはならない。特に変形能力に関する情報は必要不可欠なものとなる。しかし、プレストレストコンクリート梁（以後 PC 梁と略称する）の塑性変形性状に関する研究は、鉄筋コンクリート（以後 RC と略称する）部材のそれと比較するとかなり立ち遅れていると言わざるを得ず、その塑性変形性状に対する既往の設計式の信頼性も、後述するように決して高いとは言えないのが現状である。

これは、以下に示すことに起因しているものと思われる。

- 1) PC 構造を対象としている研究機関の絶対数が少ない。したがって、実験データの蓄積も少ない。
- 2) 材の補強効果等に主眼を置いた比較的単発的な研究が多く、塑性変形性状の定量化を前提とした系統的な実験例はほとんど見られない。
- 3) 解析的なアプローチとしては、平面保持の仮定に立脚したモーメント-曲率解析による靱性設計式が提案されている¹⁾。しかし、この論は実際の現象との対比が全くなされてない。さらに材の靱性が曲率レベルのみで論じられているため、架構解析への適用はかなり困難であると思われる。

本研究は以上述べた事情に鑑み、鋼材係数、曲げ拘束筋比およびその間隔、せん断スパン比、普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合を実験要因とする総計53体の PC 梁に対する正負繰返し載荷実験を実施し、その塑性変形性状の定量化を試みようとするものである。

2. 使用符号一覧

- a : せん断スパン (材長)
 - b : 部材幅, b'' : コアコンクリート幅
 - D : 部材せい, d'' : コアコンクリートせい
 - r_d : コンクリート圧縮縁-引張側普通鉄筋重心間距離
 - s_d : コンクリート圧縮縁-引張側 PC 鋼棒重心間距離
 - $r_d = r_d/D, s_d = s_d/D$
 - eE : コンクリートヤング係数
 - sE : 鋼材ヤング係数
 - F_c : コンクリートシリンダー圧縮強度
 - F_t : コンクリート引張強度 $= 0.07 F_c$
 - cK_i, eK_i : 初期剛性計算値, 同実験値
 - m_u : 曲げ破壊モーメント係数
 - P : 導入プレストレス力 $= 0.85 s a_t \cdot s \sigma_y$
 - P_e : 有効プレストレス力 $= 0.85 P$ とする
 - p'' : 容積鉄筋比 $= 2 \cdot a_w (b'' + d'') / (b \cdot D \cdot s)$
 - p_w : 曲げ拘束筋比 $= 2 \cdot a_w / (b \cdot s)$
- 上式において, a_w, s : 曲げ拘束筋断面積, 同間隔
- cP_{Cr}, eP_{Cr} : 曲げひびわれ強度計算値, 同実験値
 - cP_u, eP_u : 曲げ終局強度計算値, 同実験値
 - cP_y, eP_y : 曲げ降伏強度計算値, 同実験値
 - q : 鋼材係数 $= r q + s q$
 - $r q$: 普通鉄筋の鋼材係数 $= r a_t \cdot r \sigma_y / (b \cdot D \cdot F_c)$
 - $s q$: PC 鋼棒の鋼材係数 $= s a_t \cdot s \sigma_y / (b \cdot D \cdot F_c)$
- 上式において, $r a_t, r \sigma_y$: 引張側普通鉄筋断面積, 同降伏応力度, $s a_t, s \sigma_y$: 引張 PC 鋼棒断面積, 同降伏応力度
- q_r : 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合 $= r q / q$
 - cR_{ou}, eR_{ou} : 限界部材角計算値, 同実験値
 - cR_u, eR_u : 終局部材角計算値, 同実験値
 - cR_y, eR_y : 降伏部材角計算値, 同実験値
 - μ_{ou} : 限界塑性率 $= R_{ou} / R_y$

3. 実験概要

3.1 実験要因および試験体概要

* 日本大学理工学部建築学科教授, 工博

** 日本大学理工学部海洋建築工学科専任講師

*** 日本大学理工学部海洋建築工学科助手, 工博

報 告

本実験で採用した実験要因を以下に示す。

- 1) 鋼材係数 (q)
- 2) 曲げ拘束筋比 (p_w)
- 3) 曲げ拘束筋間隔 (s)
- 4) せん断スパン比 (a/D)
- 5) 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合 (q_r)

本実験は、以上 1)~5) の要因を次のように割付けた都合 4 シリーズからなる。

- 1) Q-Pw シリーズ : $q \times p_w$
- 2) Q-S シリーズ : $q \times s$
- 3) SR シリーズ : $a/D \times q \times p_w$
- 4) QR シリーズ : $q \times q_r$

試験体数は Q-Pw シリーズが 15 体、Q-S シリーズが 10 体、SR シリーズが 18 体、QR シリーズが 10 体の都合 53 体である。

表—1 に試験体概要を上記シリーズ別に示す。

試験体は図—1 に示すように片端にスタブを有する片

持梁形式である。図—1 における梁部の断面形状は、以下に示すとおりである。

$$b=15 \text{ cm}, D=30 \text{ cm}, r_d=27 \text{ cm}, s_d=21 \text{ cm}$$

図—2 に試験体諸要因の度数分布を示す。

3.2 材料試験結果

表—2 にコンクリートの調合表を、表—3, 4, 5 にコンクリート、鉄筋、PC 鋼棒の材料試験結果を示す。

3.3 実験方法

3.3.1 加力装置および加力方法

加力は図—3 に示すような片持梁形式の荷重方法を採用した。試験体は反力床に固定した治具の上にセットし、4本のPC鋼棒で緊結した。

荷重は両動ジャッキによって行った。荷重時の荷重はロードセルによって検出し、その読み値は増幅器を介し、デジタル電圧計、XYレコーダーによってモニターした。ジャッキ、ロードセルの容量は表—6 に示すとおりである。

本実験は、原則として以下に示す加力スケジュールに

表—1 試験体概要

(a) Q-Pw シリーズ, Q-S シリーズ

シリーズ名	q (PC 鋼棒) p_w (%)	q					共通因子
		0.110 (1-11 ϕ^*)	0.168 (1-17 ϕ)	0.193 (1-17 ϕ^{**})	0.274 (1-23 ϕ)	0.303 (1-26 ϕ)	
Q-Rw	0.2 (4 ϕ -@ 80)	q 1-Pw 2	q 1.5-Pw 2	q 2-Pw 2	q 2.5-Pw 2	q 3-Pw 2	普通鉄筋 : 3-D 10 $a/D=6$
	0.4 (4 ϕ -@ 40)	q 1-pw 4	q 1.5-Pw 4	q 2-Pw 4	q 2.5-Pw 4	q 3-Pw 4	
	0.6 (6 ϕ -@ 60)	q 1-Pw 6	q 1.5-Pw 6	q 2-Pw 6	q 2.5-Pw 6	q 3-Pw 6	
Q-S	1.2 (9 ϕ -@ 70)	q 1-S 7	q 1.5-S 7	q 2-S 7	q 2.5-S 7	q 3-S 7	
	1.2 (6 ϕ -@ 30)	q 1-S 3	q 1.5-S 3	q 2-S 3	q 2.5-S 3	q 3-S 3	

(b) SR シリーズ

a/D	q (PC 鋼棒) p_w (%)	q			共通因子
		0.103 (1-11 ϕ^*)	0.193 (1-17 ϕ^{**})	0.312 (1-26 ϕ)	
4	0.2 (4 ϕ -@ 80)	SR 4-q 1-Pw 2	SR 4-q 2-Pw 2	SR 4-q 3-Pw 2	普通鉄筋 : 3-D 10
	0.4 (4 ϕ -@ 40)	SR 4-q 1-Pw 4	SR 4-q 2-Pw 4	SR 4-q 3-Pw 4	
8	0.2 (4 ϕ -@ 80)	SR 8-q 1-Pw 2	SR 8-q 2-Pw 2	SR 8-q 3-Pw 2	
	0.4 (4 ϕ -@ 40)	SR 8-q 1-Pw 4	SR 8-q 2-Pw 4	SR 8-q 3-Pw 4	
10	0.2 (4 ϕ -@ 80)	SR 10-q 1-Pw 2	SR 10-q 2-Pw 2	SR 10-q 3-Pw 2	
	0.4 (4 ϕ -@ 40)	SR 10-q 1-Pw 4	SR 10-q 2-Pw 4	SR 10-q 3-Pw 4	

(c) QR シリーズ

試験体名	PC 鋼棒	普通鉄筋	$r q$	$s q$	q	q_r	共通因子
q 1-R 0	1-17 ϕ	—	0	0.1402	0.1402	0	$a/D=6$ 曲げ拘束筋 : $P_w=0.4\%$ 4 ϕ -@ 40
q 1-R 10	1-13 ϕ^{**}	2-D 6	0.0121	0.0802	0.0923	0.131	
q 1-R 20	1-13 ϕ^{**}	2-D 10	0.0286	0.0852	0.1138	0.251	
q 1-R 60	1-9.2 ϕ	3-D 13	0.0785	0.0433	0.1218	0.644	
q 2-R 0	1-23 ϕ	—	0	0.2177	0.2177	0	
q 2-R 10	1-17 ϕ^{**}	2-D 10	0.0302	0.1575	0.1877	0.161	
q 2-R 30	1-17 ϕ^{**}	2-D 16	0.0895	0.1588	0.2483	0.360	
q 2-R 60	1-13 ϕ	3-D 16	0.1264	0.0764	0.2028	0.623	
q 3-R 20	1-23 ϕ^{**}	2-D 16	0.0775	0.2496	0.3271	0.237	
q 3-R 30	1-23 ϕ	3-D 16	0.1191	0.234	0.3531	0.337	

注) 上表 (a)~(c) に掲載した PC 鋼棒の材種は、下記のとおりである。

無印 : B 種 1 号, * : D 種 1 号, ** : C 種 1 号

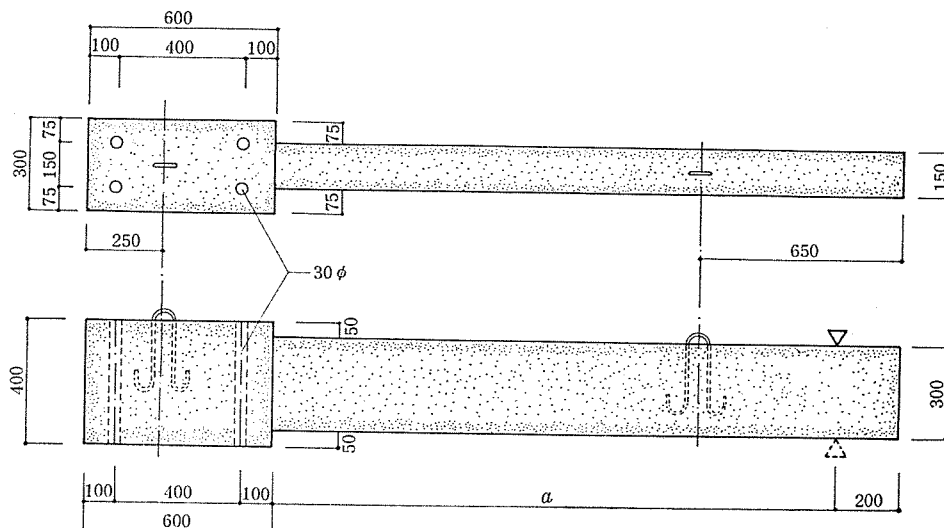


図-1 試験体図

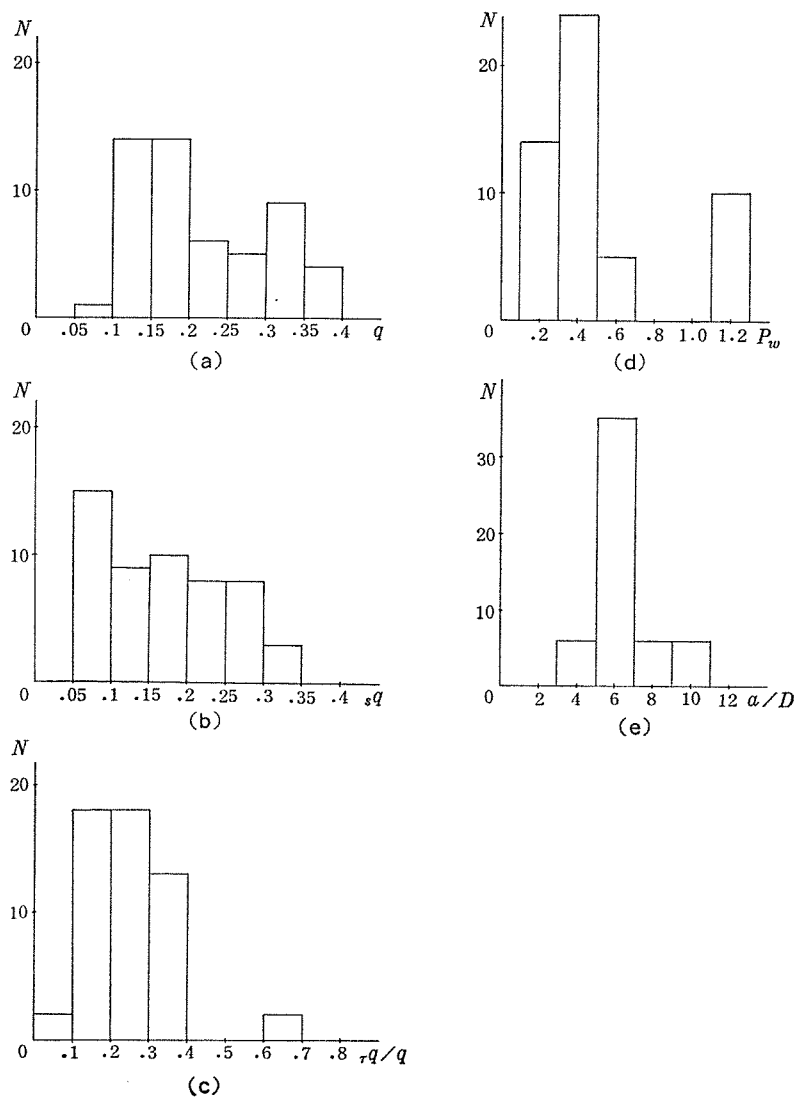


図-2 実験要因の度数分布

表-2 コンクリート調合表

設計基準強度 E_c (kg/cm ²)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材比 S/A (%)	水 W (kg/m ³)	セメント量 C (kg/m ³)	細骨材量 S (kg/cm ³)	粗骨材量 G (kg/m ³)	混和材量* (kg/m ³)
450	4	38.5	45.0	170	437	761	937	4.85
400	4	42.2	45.0	165	391	784	965	4.34

* 混和材：ボゾリス 5L

$F_c=400$ kg/cm² を用いた試験体は Q-Pw, Q-S, SR シリーズの鋼材係数が 0.2 のもの、および QR シリーズの q1-R30, q2-R10, q2-R60 である。その他の試験体はすべて $F_c=450$ kg/cm² とした。

表-3 コンクリート材料試験結果

(a) Q-Pw シリーズ, Q-S シリーズ

下記の値はシリンダー6本の平均値

試験体名	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)	$\frac{cE}{10^5}$ (kg/cm ²)
q1	423.9	39.8	2.740
q1.5	414.2	41.1	2.717
q2	401.7	39.5	2.803
q2.5	431.4	39.5	2.852
q3	464.7	37.7	3.089

(b) SR シリーズ, QR シリーズ

下記の値はシリンダー3本の平均値

試験体名	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)	$\frac{cE}{10^5}$ (kg/cm ²)
SR シリーズ q1-Pw2 q1-R60 q3-R20	440.3	40.2	2.75
SR シリーズ q1-Pw4 q1-R20 q3-R30	430.1	38.4	2.71
SR シリーズ q2-Pw2 q1-R30 q2-R60	405.1	36.1	2.63
SR シリーズ q2-Pw4 q2-R10	384.3	39.9	2.57
SR シリーズ q3-Pw2 q2-R30 q1-R0	417.8	38.2	2.70
SR シリーズ q3-Pw4 q2-R0	462.4	37.5	2.83

表-4 鉄筋材料試験結果

シリーズ	公称径 (mm)	実測径 (mm)	r_{at} (cm ²)	r_{σ_y} (kg/cm ²)	r_{σ_u} (kg/cm ²)	$\frac{rE}{10^6}$ (kg/cm ²)	r_{σ_y} ($\times 10^{-6}$)	r_{σ_u} (%)
Q-S Q-Pw シリーズ	D10	—	0.71	3568	5177	1.88	1898	12.63
	9φ	8.8	0.608	3590	5000	2.12	1693	13.03
	6φ	6.0	0.28	*	5119	2.13	*	11.8
	4φ	3.90	0.119	*	7263	—	*	10.8
SR QR シリーズ	D6	—	0.317	3673	5084	1.84	2213	12.9
	D10	—	0.71	3649	5589	1.88	2273	17.2
	D13	—	1.27	4073	5888	1.79	2123	16.5
	D16	—	1.98	3860	5925	1.91	1989	18.2
4φ	3.99	0.125	*	7263	*	*	10.8	

上記の値は3本の平均値

* 明瞭な降伏点が存在しない

表-5 PC 鋼棒材料試験結果

シリーズ	公称径 (mm)	材 種	s_{at} (cm ²)	s_{σ_y} (kg/cm ²)	s_{σ_u} (kg/cm ²)	$\frac{sE}{10^6}$ (kg/cm ²)	s_{σ_u} (%)
Q-Pw	11φ	D種1号	0.9503	14100	15200	2.04	10
	17φ	B種1号	2.270	10400	11400	2.05	13
Q-S シリーズ	17φ	C種1号	2.270	12000	13000	2.05	12
	23φ	B種1号	4.155	11000	11600	2.05	11
	26φ	B種1号	5.309	10500	11500	2.05	12
SR QR シリーズ	9.2φ	C種1号	0.6648	12900	13200	2.02	11
	11φ	D種1号	0.9503	14600	14900	2.09	10
	13φ	B種1号	1.327	10500	11200	2.02	12
	13φ	C種1号	1.327	11700	12900	2.01	10
	17φ	C種1号	2.270	12000	13000	2.02	11
	23φ	C種1号	4.155	11900	12900	2.02	11
シリーズ	17φ	B種1号	2.270	10600	11500	2.06	12
	23φ	B種1号	4.155	10900	11700	2.06	12
	26φ	B種1号	5.309	10800	11700	2.00	10

したがった。

±01 サイクル：曲げひびわれ発生荷重で正負1回繰返す

±11~13 サイクル：規準変形 δ_0 * レベルで正負3回繰返す

±21~23 サイクル： $2 \times \delta_0$ の変形レベルで正負3回繰返す

±31~33 サイクル： $3 \times \delta_0$ の変形レベルで正負3回繰返す

±41~43 サイクル： $4 \times \delta_0$ の変形レベルで正負3回繰返す

±61~63 サイクル： $6 \times \delta_0$ の変形レベルで正負3回繰返す

±81~83 サイクル： $8 \times \delta_0$ の変形レベルで正負3回繰返す

表-6 ジャッキとロードセルの容量

	ジャッキ		ロードセル容量 (t)
	ストローク (mm)	容 量 (t)	
Q-Pwシリーズ, Q-Sシリーズ	±150	±10	±10
SR シリーズ, QR シリーズ	±150	±50	±50

返す

* 規準変形 δ_0 は以下のように決定した。

Q-Pw, Q-S シリーズ： $\delta_0 = cP_y / (\alpha_y \cdot cK_i)$

SR, QR シリーズ： $\delta_0 = a/150$

ここに、

α_y ：平均プレストレスを軸力換算した菅野式²⁾

による降伏剛性低下率

$$= (0.043 + 16.4 P_t + 0.043 a/D + 0.33 \eta)$$

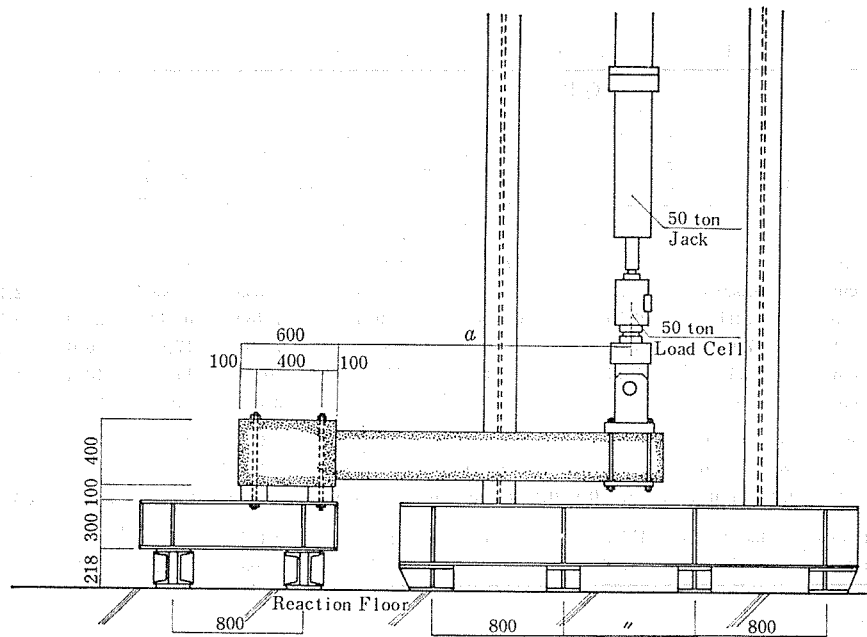


図-3 加力方法

$$\cdot (d/D)^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$P_t = (s a_t + r a_r) / (b D)$$

$$\eta = P_c / (b D F_c)$$

$$d = s d + (r d - s d) r q / q$$

cP_y : 曲げ降伏強度 = PC 規準³⁾の曲げ終局強度略算式の9割の値とした。

$$= 0.9 b D^2 F_c \{ s q \cdot s d_1 + r q \cdot r d_1 - (q^2/2) \} / a \dots \dots \dots (2)$$

cK_i : 初期剛性

$$= \{ a^3 / (3 c E I_e) + 1.2 a / (G b D) \}^{-1} \dots \dots \dots (3)$$

I_e : 鋼材を考慮した等価断面二次モーメント, $G = c E / \{ 2(1 + \nu) \}$, $\nu = 1/6$

3.3.2 変形の測定

鉛直変形はスタブ部分に固定した鉄骨製ゲージホルダ

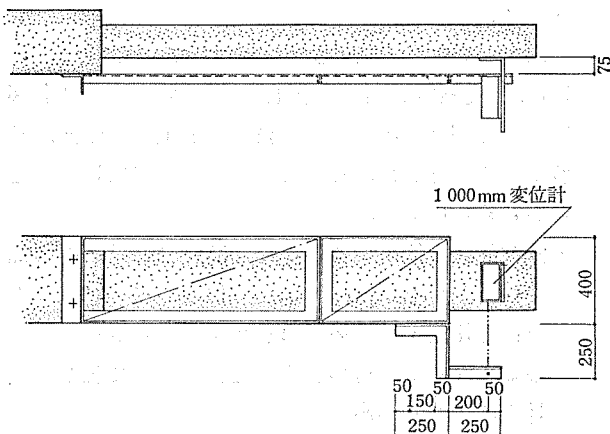


図-4 変形の測定方法

ーを不動点とし、このゲージホルダと試験体間の距離の変化量を測定したものである。上記変形の測定は電気式変位計を用い、その測定位置は載荷点位置とした。変形の読み値は増幅器を介し、デジタル電圧計、XYレコーダーでモニターした。

変位計の検長、精度を以下に示す。

Q-Pw, Q-S シリーズ: 検長=200 mm, 精度=1/100 mm

SR, QR シリーズ: 検長=1000 mm, 精度=1/4 mm

図-4 に鉛直変形の測定装置を示す。

4. 解析に用いた諸元

本節以後における各試験体の解析には、表-7 に記載した諸元を用いた。

5. 実験値と理論値の比較検討

表-8 は曲げひびわれ強度、曲げ終局強度、初期剛性の実験値と理論値の比の平均値と標準偏差の一覧を示したものである。

図-5~図-7 は横軸に鋼材係数を、縦軸にそれぞれ曲げひびわれ強度、曲げ終局強度、初期剛性の実験値に対する理論値の比を取り、各試験体のデータをプロットしたものである。

各試験体の理論値は下式によって評価した。

$$cP_{cr} = b d^2 \sigma F_t \{ 3 - (4 \sigma / 3) (\sqrt{1 + (3 \sigma / \sigma_c) - 1}) \} / 6 a \dots \dots \dots (4)$$

表-7 解析に用いた諸元

(a) Q-Pw シリーズ, Q-S シリーズ

[共通諸元] 軸方向普通鉄筋: 3-D 10, 断面積=2.14 cm², 軸筋比=0.476%, 降伏応力度=3.57 t/cm², ヤング係数=1.88×10⁶ kg/cm²

	Q-Pw シ リ ー ズ									Q-S シ リ ー ズ																
	q 1-Pw2	q 1-Pw4	q 1-Pw6	q 1.5-Pw2	q 1.5-Pw4	q 1.5-Pw6	q 2-Pw2	q 2-Pw4	q 2-Pw6	q 2.5-Pw2	q 2.5-Pw4	q 2.5-Pw6	q 3-Pw2	q 3-Pw4	q 3-Pw6	q 1-S7	q 1-S3	q 1.5-S7	q 1.5-S3	q 2-S7	q 2-S3	q 2.5-S7	q 2.5-S3	q 3-S7	q 3-S3	
P C 鋼 棒	直 径 (mm)	11		17			17			23			26			11	17	17	23	26						
	断 面 積 (cm ²)	0.9503		2.27			2.27			4.155			5.309			5.9503	2.27	2.27	4.155	5.309						
	軸 筋 比 (%)	0.211		0.504			0.504			0.923			1.180			0.211	0.504	0.504	0.923	1.180						
	有効プレストレス力 (t)	17.0		30.0			34.8			58.4			71.0			17.0	30.0	34.8	58.4	71.0						
	降伏応力度 (t/cm ²)	14.1		10.4			12.0			11.0			10.5			14.1	10.4	12.0	11.0	10.5						
	ヤング係数(×10 ⁶ kg/cm ²)	2.04		2.05			2.05			2.05			2.05			2.04	2.05	2.05	2.05	2.05						
曲げ拘束筋	直 径 (mm)	4	4	6	4	4	6	4	4	6	4	4	6	4	4	6	9	6	9	6	9	6	9	6	9	6
	間 隔 (cm)	8	4	6	8	4	6	8	4	6	8	4	6	8	4	6	7	3	7	3	7	3	7	3	7	3
	曲げ拘束筋比 (%)	0.2	0.4	0.6	0.2	0.4	0.6	0.2	0.4	0.6	0.2	0.4	0.6	0.2	0.4	0.6	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
コン クリ ート	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	423.4		414.2			401.7			431.4			464.7			423.4	414.2	401.7	431.4	464.7						
	ヤング係数(×10 ⁶ kg/cm ²)	2.74		2.72			2.80			2.85			3.09			2.74	2.72	2.80	2.85	3.09						

(b) SR シリーズ, QR シリーズ

[共通諸元] 曲げ拘束筋: SR シリーズ Pw2=4φ-@8cm (ρ_w=0.2%), 他の試験体は 4φ-@4cm (ρ_w=0.4%)

	SR シ リ ー ズ						QR シ リ ー ズ										
	q 1-Pw2	q 1-Pw4	q 2-Pw2	q 2-Pw4	q 3-Pw2	q 3-Pw4	q 1-R0	q 1-R10	q 1-R30	q 1-R60	q 2-R0	q 2-R10	q 2-R30	q 2-R60	q 3-R20	q 3-R30	
P C 鋼 棒	直 径 (mm)	11	11	17	17	26	26	17	13	13	9.2	23	17	17	13	23	23
	断 面 積 (cm ²)	0.950	0.950	2.270	2.270	5.309	5.309	2.270	1.327	1.327	0.665	4.155	2.270	2.270	1.327	4.155	4.155
	軸 筋 比 (%)	0.211	0.211	0.504	0.504	1.180	1.180	0.504	0.294	0.294	0.148	0.923	0.504	0.504	0.294	0.923	0.923
	有効プレストレス力 (t)	20.0	20.0	39.4	39.4	82.9	82.9	34.8	22.4	22.4	12.4	65.4	39.4	39.4	20.1	71.4	21.4
	降伏応力度 (t/cm ²)	14.6	14.6	12.0	12.0	10.8	10.8	10.6	11.7	11.7	12.9	10.9	12.0	12.0	10.5	11.9	11.9
	ヤング係数(×10 ⁶ kg/cm ²)	2.09	2.09	2.02	2.02	2.00	2.00	2.06	2.02	2.02	2.02	2.06	2.02	2.02	2.02	2.02	2.06
軸 方 向 普 通 鉄 筋	本 数	3	3	3	3	3	3	0	2	2	3	0	2	2	3	2	3
	直 径 (mm)	D 10	D 10	D 10	D 10	D 10	D 10	—	D 6	D 10	D 13	—	D 10	D 16	D 16	D 16	
	断 面 積 (cm ²)	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14	0	0.64	1.43	3.81	0	1.43	3.98	5.97	3.98	5.97
	軸 筋 比	0.476	0.476	0.476	0.476	0.476	0.476	0	0.142	0.318	0.847	0	0.318	0.884	1.327	0.884	1.327
	降伏応力度 (t/cm ²)	3.65	3.65	3.65	3.65	3.65	3.65	—	3.67	3.65	4.07	—	3.65	3.86	3.86	3.86	3.86
	ヤング係数(×10 ⁶ kg/cm ²)	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	—	1.84	1.88	1.79	—	1.88	1.91	1.91	1.91	1.91
コン クリ ート	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	440.3	430.1	405.1	384.3	381.3	462.4	381.3	430.1	405.1	440.3	462.4	384.3	381.3	405.1	440.3	430.1
	ヤング係数(×10 ⁶ kg/cm ²)	2.75	2.71	2.63	2.57	2.63	2.83	2.63	2.71	2.63	2.75	2.83	2.57	2.63	2.63	2.75	2.71

ここに,

$$\sigma = 1 + (\sigma_g / F_t), F_t = 0.07 F_c, \sigma_g = 2 P_c / (bD)$$

$${}_c P_u = b D^2 F_c \{ {}_s q \cdot {}_s d_1 + {}_r q \cdot {}_r d_1 - (q^2 / 2) \} / a \dots (5)$$

$${}_c K_i: \text{前記の式 (3) によって求める。}$$

式 (4) は PC 規準曲げひびわれ強度精算式⁸⁾, 式 (5) は同規準曲げ終局強度略算式³⁾である。

表-8 および図-5~7 より以下のことが指摘し得よう。

- 1) 曲げひびわれ強度は, 鉄筋コンクリート梁などにおいては一般にバラツキが大きいことが指摘されている。しかし本実験に関する限りにおいては, 実験値と理論値の比が平均値で 1.05, 標準偏差で 0.143 の値をとり, 式 (4) の実験値への適合性は比較的

高いと言える。

- 2) 曲げ終局強度の実験値と理論値の比の平均値は約 1.1 で, 実験値が理論値を上回っている。また図-6 によると鋼材係数が低い試験体ほど上記の傾向が顕著であることがわかる。この理由としては以下のことが考えられよう。

- ・鋼材係数の低い部材の終局強度時における引張側の鋼材ひずみは, 一般に鋼材係数の高い試験体のそれと比較すると高い値を示す。したがって, このような材は鋼材のひずみ硬化によって強度が上昇する可能性が高い。
- ・鋼材係数の高い部材の終局強度時における圧縮側コンクリートの劣化は顕著である。このような材

はコンクリートストレスブロックの形状係数が $k_1 < 0.83$, $k_2 < 0.42$ となっている可能性が高く、終局強度は鋼材係数の低い部材と比較すると小さ目の値を示す。

曲げ終局強度の実験値と理論値の比は、標準偏差が約 0.1 でバラツキは比較的少ないと言える。

表-8 式(4), (5), (3)の計算精度

	eP_{cr}/cP_{cr}	eP_u/cP_u	eK_i/cK_i
\bar{X}	1.0496	1.1263	0.8400
σ_{n-1}	0.1433	0.1130	0.1843

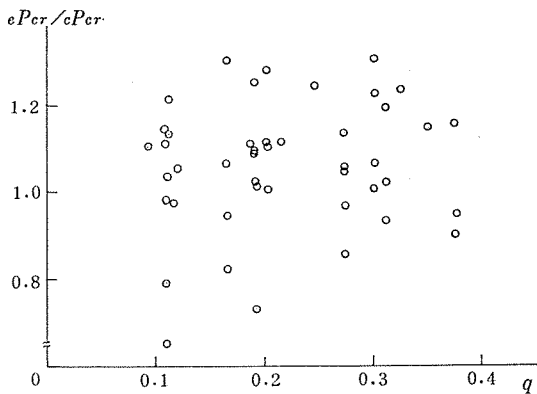


図-5 eP_{cr}/cP_{cr} と鋼材係数の相関

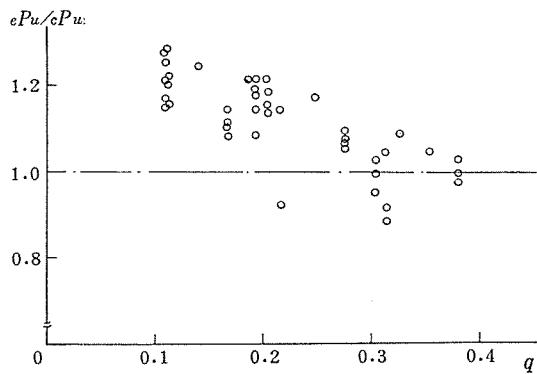


図-6 eP_u/cP_u と鋼材係数の相関

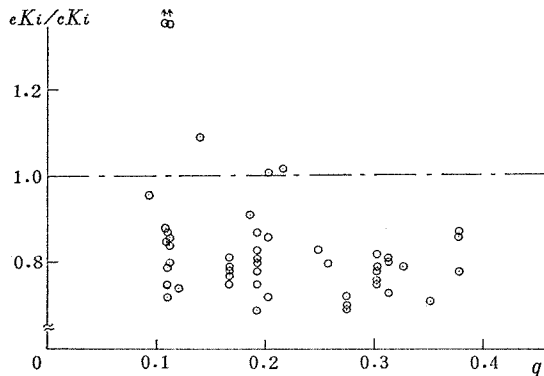


図-7 eK_i/cK_i と鋼材係数の相関

以上より PC 規準における曲げ終局強度略算式の実験値に対する適合性は比較的高いと言えるが、次節で述べるような式の修正を加えれば、その精度はさらに上昇する。

3) 初期剛性は曲げひびわれ強度同様、一般にかなりバラツキが大きいことが指摘されているが、本実験に関する限りにおいては実験値に対する理論値の比は標準偏差が約 0.18 程度であり、実験値と理論値の相関性は比較的高いと言える。実験値と理論値の比は平均 0.84 であり、実験値は理論値を 16% 程度下回っている。

6. 曲げ終局強度式の修正

前節でも述べたように、式(5)による曲げ終局強度の推定値は、鋼材係数が低い試験体ほど実験値を過小評価する傾向が見られる。

そこで実験値と理論値の比は回帰モデルとして次式を設定する。

$$eP_u/cP_u = C_0 - C_1 \cdot q \dots\dots\dots (6)$$

式(6)の係数 C_0 , C_1 を最小二乗法によって決定すると、それぞれ 1.35, 1.05 となる。

上式を eP_u について解くと、

$$eP_u = cP_u' = (C_0 - C_1 \cdot q) cP_u \dots\dots\dots (7)$$

式(7)に式(5)を代入すると、修正曲げ終局強度式として次式を得る。

$$eP_u' = (C_0 + C_1 \cdot q) \{s q \cdot s d_1 + r q \cdot r d_1 + (q^2/2)\} b D^2 F_c / a \dots\dots\dots (8)$$

表-9 は、曲げ終局強度の実験値に対する式(8)による推定値の比 (eP_u/cP_u') の平均値と標準偏差を示したものである。図-8 は縦軸に (eP_u/cP_u') を、横筋に

表-9 式(8)の計算精度

\bar{X}	σ_{n-1}
1.0001	0.0613

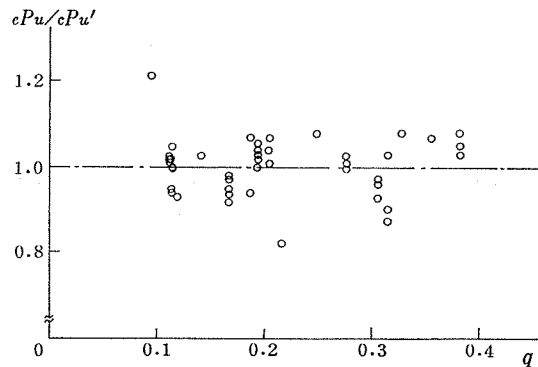


図-8 eP_u/cP_u' と鋼材係数の相関

鋼材係数を取り、各試験体のデータをプロットし、両者の相関を示したものである。これらの表および図より修正曲げ終局強度式(8)は計算精度が極めて高いことが理解できよう。

7. スケルトンカーブの定量化

7.1 スケルトンカーブのモデル化および特異点の定義

PC 梁のスケルトンカーブは、図-9 の破線で示されるように、一般に明瞭な降伏点が存在しない。本論では、このスケルトンカーブを4つの特異点を有する折線で近似する(同図中実線)。

図中の特異点は以下のように定義した。

- 1) 曲げひびわれ強度(図中 P_{cr}):式(4)で推定する。
- 2) 曲げ終局強度(図中 P_u):式(8)で推定する。
- 3) 曲げ降伏強度(図中 P_y):式(8)の9割の値とする。
- 4) 弾性限部材角(図中 R_e):下式で評価する。

$$R_e = cP_{cr} / (a \cdot cK_i) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

cP_{cr} :式(4)による曲げひびわれ強度計算値

cK_i :式(3)による初期剛性計算値

- 5) 終局部材角(図中 R_u):材が実験より得られた曲げ終局強度に達した時の正負平均部材角。
- 6) 降伏部材角(図中 R_y)、限界部材(図中 R_{ou}): PC 梁の降伏部材角、限界部材角をどの点に設定するかについては定説がなく、本論ではとりあえずこれら2つの特異点を文献4)に倣い、以下のように定義する。

- ・降伏部材角:荷重が実験より得られた曲げ終局強度の9割に達した時の値を曲げ降伏荷重の実験値とし、この時の正負平均部材角をもって評価する。

- ・限界部材角:材が曲げ終局強度に達した後、再び上記の曲げ降伏強度の荷重レベルまで耐力低下した時の正負平均部材角をもって評価する。

以上1)~6)で本論でのスケルトンカーブ特異点の評価方法について述べたわけであるが、1)~4)については§5、§6で述べたように既往の式で十分推定し得るものと考えられる。したがって本節では5)、6)で述べた終局部材角、降伏部材角、限界部材角の定量化を試み、これよりPC梁のスケルトンカーブのモデル化をはかろうとするものである。

なお、上記の降伏部材角、終局部材角、限界部材角は、実験より得られた上位包絡線上で直接補間法によっ

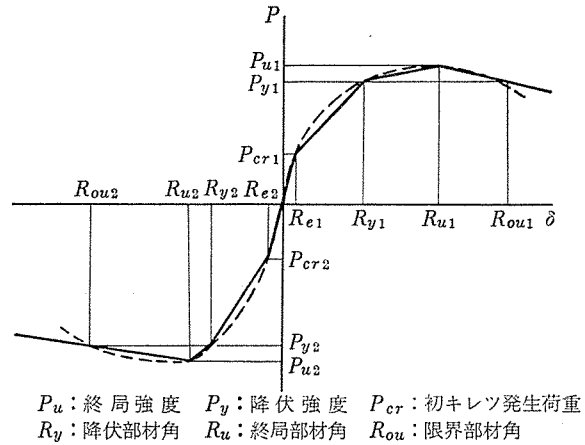


図-9 スケルトンカーブのモデル化

て求めた。

7.2 降伏部材角

図-10(a)~(e)は、実験より得られた各試験体の降伏部材角と所要因の相関をプロットしたものである。

なお図-10(e)の横軸 P_v は、Kent-Park 式⁵⁾における ϵ_{soh} の項より係数を取除いたものに相当する。これは下式のように表わされるものである。

$$P_v = p'' \sqrt{b''/s} \dots\dots\dots (10)$$

これらの図より、降伏部材角と諸要因の間には以下に述べる関係が存在することが指摘し得よう。

- 1) 鋼材係数(q)、PC 鋼棒の鋼材係数(s_q)、 P_v との間には相関性が見られない。
- 2) せん断スパン比(a/D)との間には極めて高い正の相関性が見られる。
- 3) 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合($q_r = r_q/q$)の間には、頭打ちの傾向は見られるにせよ、正の相関性の存在することがわかる。しかし通常設計されるPC梁における q_r の値はかなり低く、その範囲も限られている。したがってPC梁の降伏部材角に対する推定式としては、この要因は無視できるものと考えられる。

以上、1)~3)より降伏部材角の回帰モデルを、

$$cR_y = C_0 + C_1 a/D \dots\dots\dots (11)$$

とし、最小二乗法により係数 C_0 、 C_1 を決定すると、降伏部材角の推定式として下式を得る。

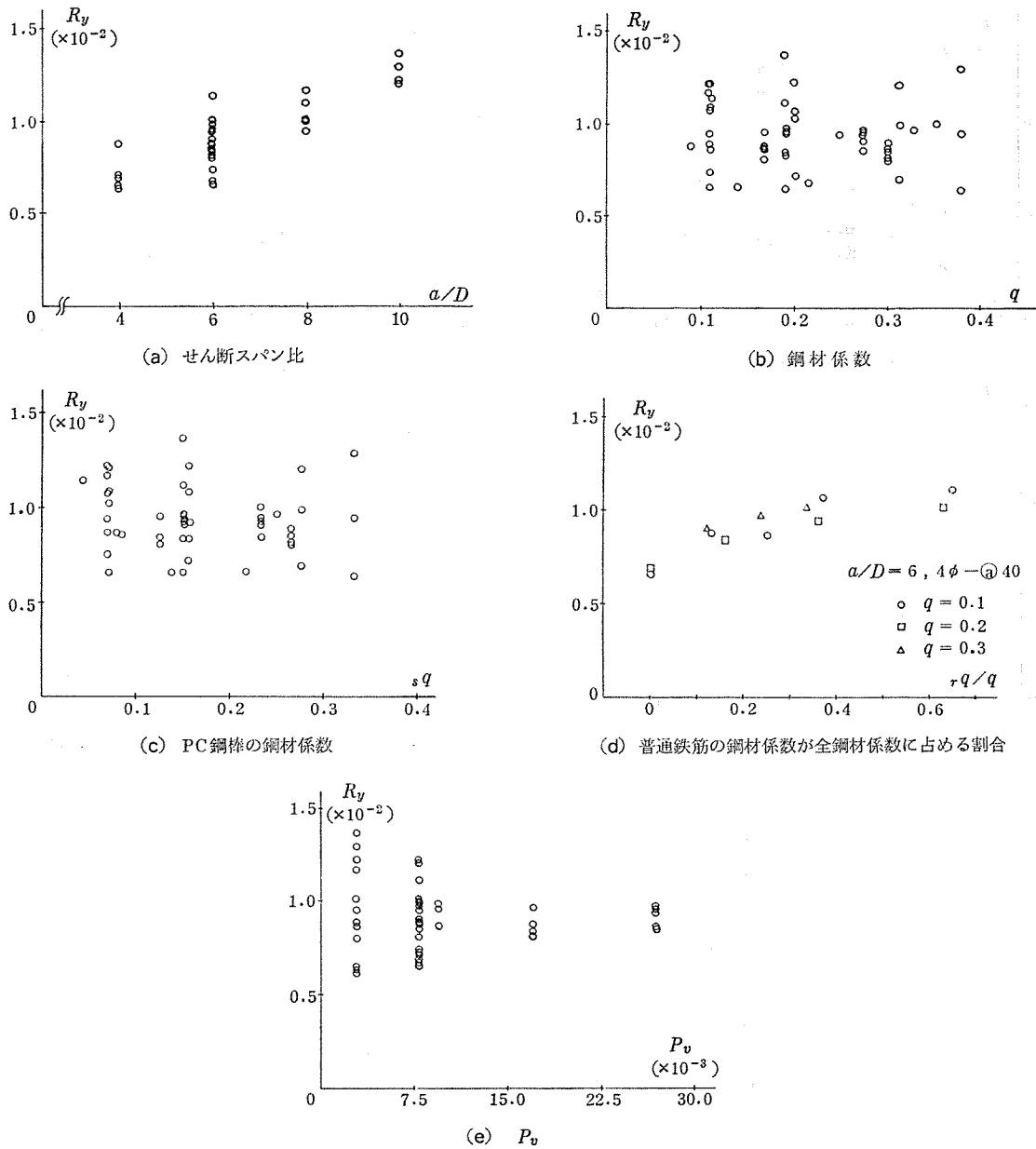
$$cR_y = (0.35 + 0.09 a/D) / 100 \dots\dots\dots (12)$$

7.3 終局部材角

図-11(a)~(e)は、実験より得られた各試験体の終局部材角と諸要因の相関をプロットしたものである。

これらの図より、終局部材角と各要因の間には以下に示す関係が見られることが指摘し得よう。

- 1) せん断スパン比(a/D)との間には正の相関が見



図—10 降伏部材角と諸要因の相関

- られる。
- 2) 鋼材係数 (q), PC 鋼棒の鋼材係数 (s_q) の間には負の相関が見られる。
 - 3) P_v との間には相関性が見られない。
 - 4) 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合 ($q_r = r_q/q$) との間には、明瞭な相関性が見られない。

以上 1)~4) より終局部材角の回帰モデルを、

$${}_c R_u = C_0 + C_1 \cdot a/D - C_2 \cdot s_q \dots \dots \dots (13)$$

とし、最小二乗法によって係数 C_0, C_1, C_2 を決定すると終局部材角の推定式として次式を得る。

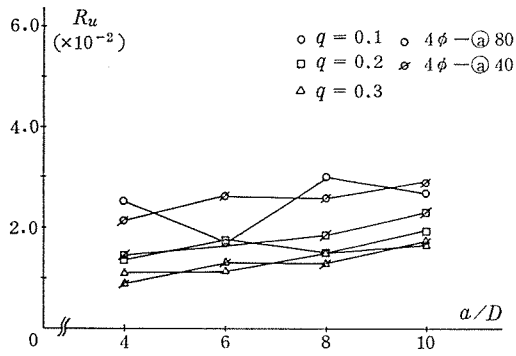
$${}_c R_u = (2.04 + 0.12 a/D - 5.65 s_q) / 100 \dots \dots (14)$$

7.4 限界部材角

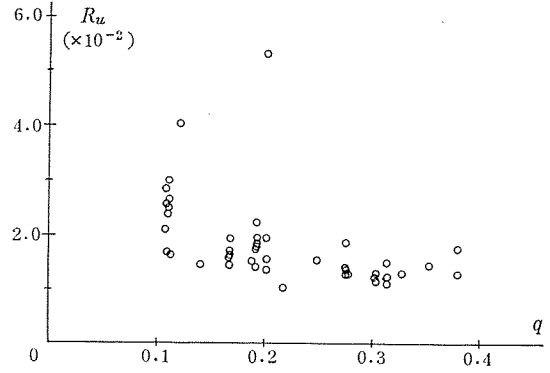
図—12 (a)~(e) は、実験より得られた各試験体の限界部材角と諸要因の相関をプロットしたものである。

これらの図より、限界部材角と諸要因の間には以下に示す関係が存在することが指摘し得よう。

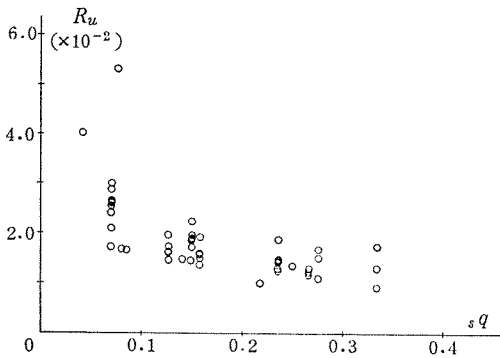
- 1) せん断スパン比 (a/D) との間には、相関性がほとんど見られない。
- 2) 鋼材係数 (q) および PC 鋼棒の鋼材係数 (s_q) との間には、負の相関性が見られる。
- 3) 限界部材角は、普通鉄筋を含めた鋼材係数 (q) よりも PC 鋼棒のみの鋼材係数 (s_q) に強く依存する。
- 4) 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合 ($q_r = r_q/q$) との間には、かなり強い相関性が見られ



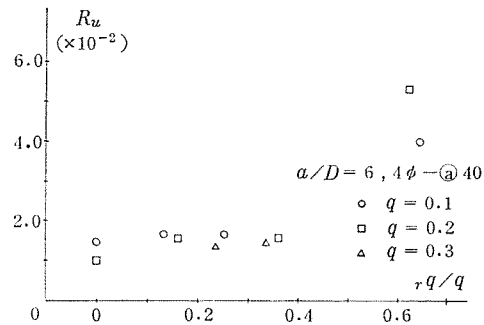
(a) セン断スパン比



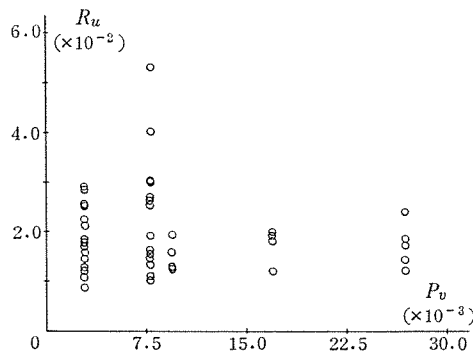
(b) 鋼材係数



(c) PC鋼棒の鋼材係数



(d) 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合



(e) Pv

図—11 終局部材角と諸要因の相関

る。この傾向は、3)の指摘に対応するものと考えられる。

5) P_v との間には正の相関が見られる。

以上、1)~5)より限界部材角の回帰モデルを、

$$cR_{Ou} = C_0 - C_1 \cdot sq + C_2 \cdot P_v \dots \dots \dots (15)$$

とし、最小二乗法により係数 C_0, C_1, C_2 を決定すると、限界部材角の推定式として下式を得る。

$$cR_{Ou} = (5.45 - 12.8 sq + 33.1 P_v) / 100 \dots \dots \dots (16)$$

7.5 推定式の計算精度

表—10は、降伏部材角、終局部材角、限界部材角の実験値と式(12)、(14)、(16)による推定値の比 (eR_y/cR_y)、(eR_u/cR_u)、(eR_{Ou}/cR_{Ou})の平均値と標準偏差の一覧を示したものである。

表—10 式(12)、(14)、(16)の計算精度

	eR_y/cR_y	eR_u/cR_u	eR_{Ou}/cR_{Ou}
\bar{X}	0.9999	1.0297	1.0091
σ_{n-1}	0.1047	0.2749	0.2039

図—13(a)~(c)は、それぞれ縦軸に降伏部材角、終局部材角、限界部材角の実験値、横軸に式(12)、(14)、(16)による推定値をとり、各試験体データをプロットしたものである。これらの図によると、降伏部材角で全資料の90%、終局部材角で70%、限界部材角で85%が誤差範囲 $\pm 20\%$ に納まっていることがわかる。また標準偏差も変形量の推定式としては比較的lowく、バラツキは少ないと言える。

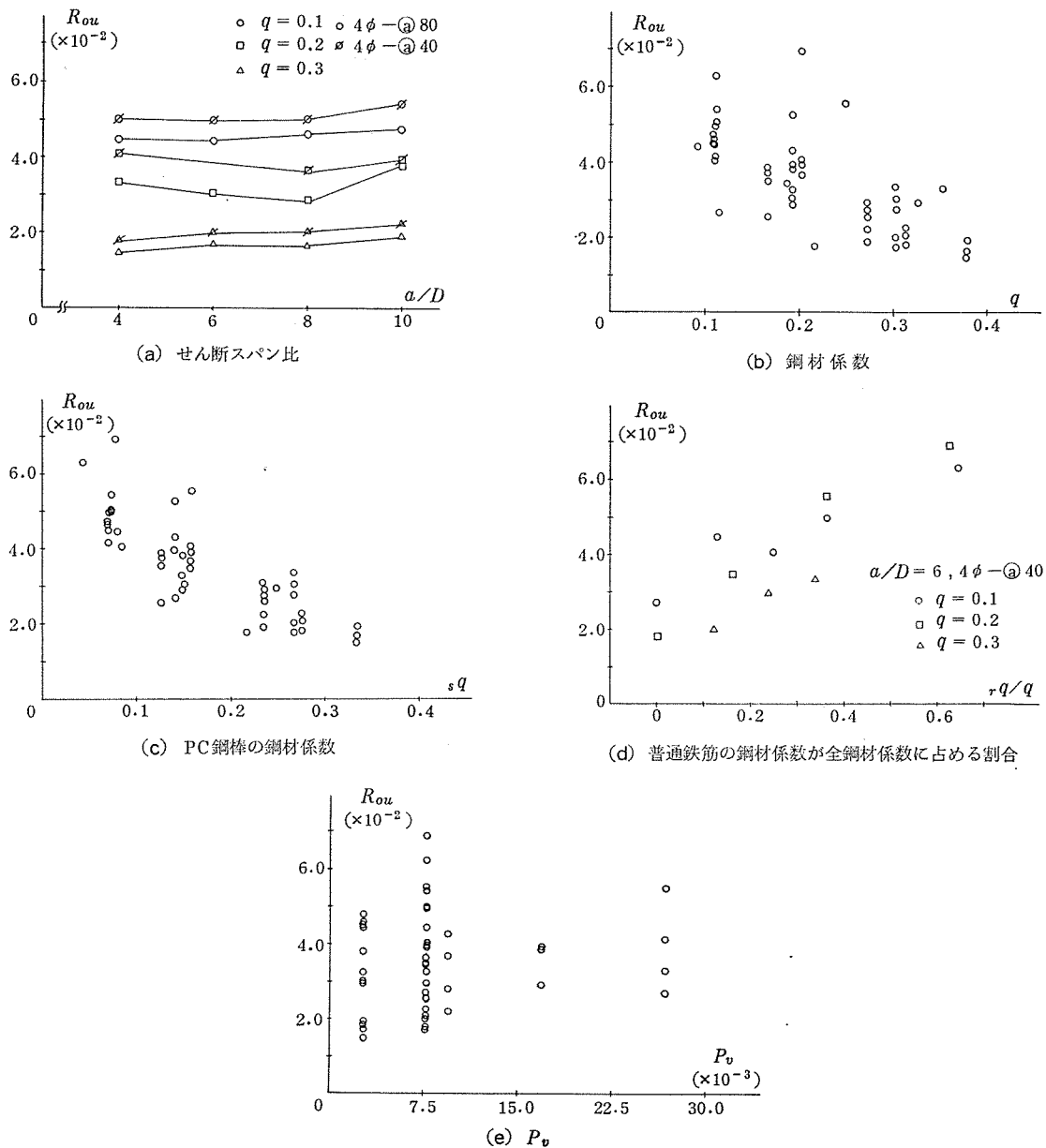


図-12 限界部材角と諸要因の相関

以上より、式(12)、(14)、(16)による降伏部材角、終局部材角、限界部材角の推定式の計算精度は比較的高いと言えよう。

7.6 既往の設計式との比較検討

(1) 降伏部材角

文献 6) での降伏部材角の推定式は、まず PC 梁の曲げモーメント-曲率関係 (以後 $M-\phi$ 関係と略称する) が、図-14 に示すような Tri-Linear によって定義し得るとの仮定に基づいて誘導されている。

図-14 において、 ϕ_e 、 ϕ_y はそれぞれ曲げひびわれ発生時および曲げ降伏時の曲率であり、これらは下式によって評価し得る。

$$\phi_e = c P_{cr} \cdot a / (c E \cdot I_e) \dots \dots \dots (17 a)$$

$$\phi_y = c P_y \cdot a / (c E \cdot I_y) \dots \dots \dots (17 b)$$

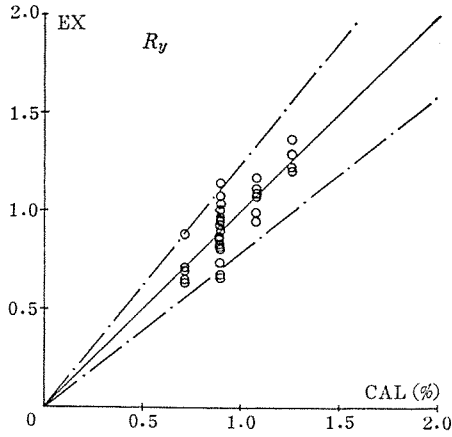
上式において I_e は鋼材の影響を考慮した弾性時断面二次モーメント、 I_y は曲げ降伏時断面二次モーメントである。ヤング係数比=7 とすると、これらは、それぞれ下式によって評価できる。

$$I_e = 12 \{ (r d - D/2)^2 r a_t + (s d - D/2)^2 s a_t \} + b D^3 / 12 \dots \dots \dots (18 a)$$

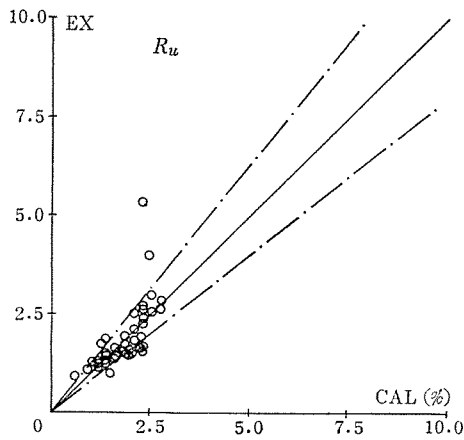
$$I_y = 7 \{ (r d - X_n)^2 r a_t + (s d - X_n)^2 s a_t \} + b X_n^3 / 3 \dots \dots \dots (18 b)$$

ここに、 $X_n = q \cdot D$

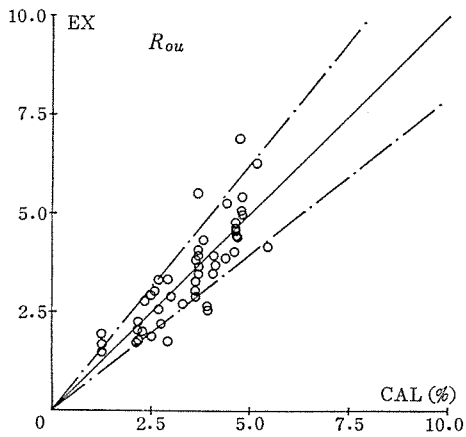
曲げひびわれ強度 ($c P_{cr}$) を式 (4)、曲げ降伏強度 ($c P_y$) を式 (2) で評価すると、図-15 の $M-\phi$ 関係が規定されたことになる。この関係を本実験に適用する



(a) 降伏部材角



(b) 終局部材角



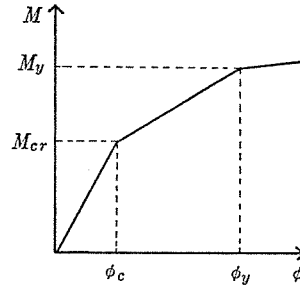
(c) 限界部材角

図—13 特異点における部材角の実験値と計算値の相関

と、降伏部材角の推定式として次式を得る。

$$\begin{aligned}
 cR_y' = & \left\{ \frac{1}{3} \phi_e l_1^2 + \phi_e l_2 \left(a - \frac{l_2}{2} \right) \right. \\
 & \left. + (\phi_y - \phi_e) \frac{l_2}{2} \left(l_1 - \frac{2}{3} l_2 \right) \right\} / a \quad \dots\dots\dots (19)
 \end{aligned}$$

ここに、 $l_1 = (cP_{cr}/cP_y)a$, $l_2 = a - l_1$



M_y : 曲げ降伏モーメント
 M_{cr} : 曲げひび割れモーメント

図—14 曲げモーメント - 曲率関係のモデル化

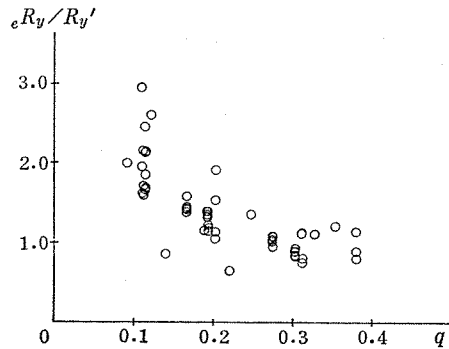
図—15 は、縦軸に降伏部材角の実験値と式 (19) による推定値の比 (eR_y/cR_y') を、横軸に鋼材係数を取り、全試験体についての計算結果をプロットしたものである。

この図によると式 (19) は、鋼材係数が低い試験体ほど降伏部材角を過小評価していることがわかる。特に鋼材係数が 0.1 近傍の試験体では、(eR_y/cR_y') の値が 3 近くにもなるものも見られる。さらに (eR_y/cR_y') の平均値が 1.38、標準偏差は 0.51 にも達し、式 (19) の実験結果への適合性には疑問が残る。

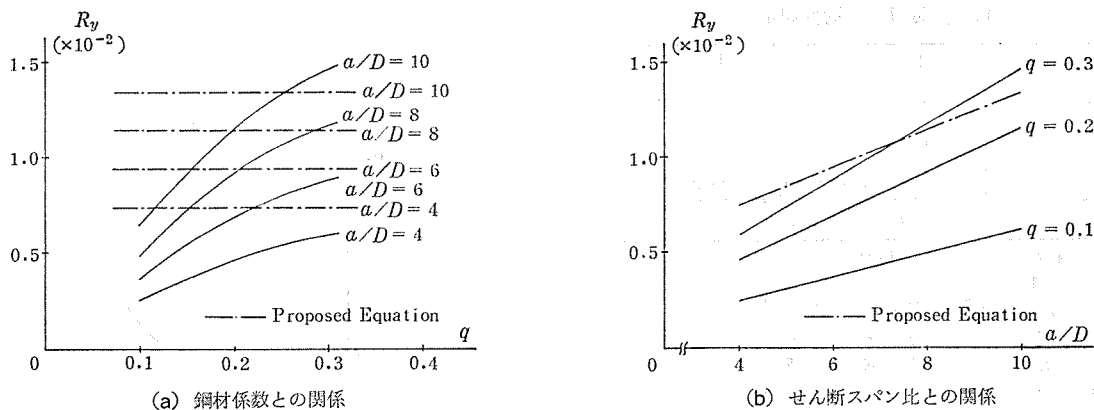
図—16 (a), (b) は、縦軸に降伏部材角 (R_y)、横軸に鋼材係数 (q)、せん断スパン比 (a/D) を取り、提案式 (12) と式 (19) のパラメトリックスタディーを行ったものである。

なお上図における共通データは、以下に示すとおりである。

- $b = 15 \text{ cm}$, $D = 30 \text{ cm}$
- $r_d = 0.9$, $s_d = 0.7$
- $F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$
- $s\sigma_y = 110\,000 \text{ kg/cm}^2$, $r\sigma_y = 3\,500 \text{ kg/cm}^2$
- $r a_t = 2.14 \text{ cm}^2 (3-D 10)$
- $cE = 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $sE/cE = 7$



図—15 eR_y/cR_y' と鋼材係数の相関



図—16 降伏部材角のパラメトリックスタディー

これらの図によると、式 (19) による降伏部材角の推定値が鋼材係数の増加に伴って上昇する傾向が見られる。これに対して提案式 (12) によるそれは、鋼材係数に依存せず一定値をとる。以上より両式の間には、かなりの差異が存在することが理解できよう。

(2) 限界塑性率

材の限界塑性率は、下式のように評価されるものである。

$$\mu_{ou} = R_{ou} / R_y \dots \dots \dots (20)$$

上式に式 (12)、式 (16) を代入すると、PC 梁の限界塑性率推定式として下式を得る。

$$\mu_{ou} = (5.45 - 12.8 s q + 33.1 P_v) / (0.35 + 0.09 a/D) \dots \dots \dots (21)$$

図—17 (a)~(d) は、縦軸に限界塑性率 (μ_{ou})、横軸にそれぞれせん断スパン比 (a/D)、鋼材係数 (q)、普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合 ($q_r = r/q$)、曲げ拘束筋間隔 (s) を取り、式 (21) のパラメトリックスタディーを行ったものである。

なお同図における共通データは、以下に示すとおりである。

$$b = 15 \text{ cm}, D = 30 \text{ cm}$$

$$r d_1 = 0.9, s d_1 = 0.7$$

$$b'' = 10 \text{ cm}, d'' = 25 \text{ cm}$$

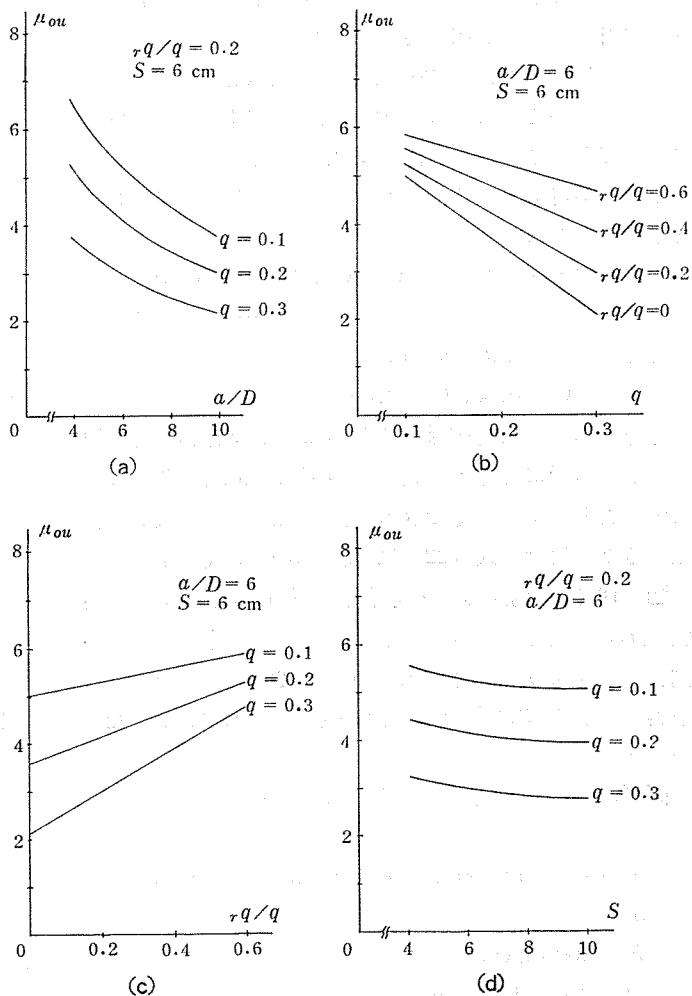
$$\text{曲げ拘束筋: } \square \text{型-} 6 \phi \text{ (} a_w = 0.283 \text{ cm}^2 \text{)}$$

これらの図より、せん断スパン比、鋼材係数および曲げ拘束筋間隔の減少に伴って、また普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合の上昇に伴って材の限界塑性率が上昇してゆく傾向が明瞭に理解できる。

文献 7) における PC 梁の靱性設計手法は、材の靱性等級を靱性率の値によって以下のように分類し、それぞれの靱性等級に対応する規定を設定したものである。

靱性等級	靱性率	構造特性係数
I	$\mu \geq 6$	0.3
II	$6 > \mu \geq 3.6$	0.4
III	$\mu < 3.6$	0.5

上記の靱性等級を確保するために必要な鋼材係数の許容上限値およびその他の諸規定は、表—11 のように定めている。



図—17 限界塑性率のパラメトリックスタディー

表-11 文献 7) の靱性規定

分 類	I	II	III
鋼材係数 q_N の上限	q_{cr}	$1.1 q_{cr}$	$1.2 q_{cr}$
M_{cr}/M_u の 上 限	0.6	0.65	0.70
曲げ拘束筋最少量	材端部から $1.5 D$ の範囲に $D 10$ 以上の鉄筋を 10 cm 以下、主筋径の 6 倍以下および $D/4$ 以下の間隔で配置する		

$$q_N = (A_s f_{syN} + A_r f_{ryN}) / b D F_c$$

$$q_{cr} = \frac{1}{\sqrt{\theta_u} \times 10^3} \left(35 \times \frac{p_{wr}^2}{(F_c)^{0.9}} + \frac{1.8}{(F_c)^{0.2}} \right)$$

$$\text{記号 } \theta_u = \frac{\alpha_s f_{syN}}{E_s} + 0.002 - \left(\frac{\beta \cdot f_{syN}}{E_s} + \frac{f_{ce}}{E_c} \right)$$

β : PC 鋼材の有効プレストレス応力の f_{syN} に対する比

f_{ce} : PC 鋼材重心位置におけるコンクリートの有効プレストレス応力 (kg/cm^2)

E_c : コンクリートの弾性係数 (kg/cm^2)

α_s : PC 鋼材の実降伏点強度 f_{syA} と規格降伏点強度 f_{syN} の比 f_{syA}/f_{syN} , 特に資料のない場合には 1.15 としよ。

p_{wr} : 材端部から $1.5 D$ の範囲に配置される曲げ拘束筋比のパーセント, $100 A_w/b \cdot s$

q_{cr} : コンクリートの応力-ひずみ曲線において、応力が圧縮強度の 85% に低下したときのひずみをコンクリートの終局ひずみとし、このとき普通鋼材と同じ位置に配置した PC 鋼材が、実降伏応力に達することを条件に求めた限界鋼材係数の安全側の略算式

上記の設計手法は、材の靱性等級を規定する靱性率 (μ) に対する定義が明示されていない。

今この靱性率が、式 (20) で定義した限界塑性率 (μ_{ou}) と同一のものであると仮定すると、式 (21) を鋼材係数について解くことにより、提案式を上記の規定と対応させることが可能となる。これは式 (22) のように表わされるものである。

$$q = \{b_0 + b_2 P_v - \mu_{ou} (C_0 + C_1 a/D)\} / \{b_1 (1 - q_r)\} \dots \dots \dots (22)$$

ここに、 $b_0 = 5.45$, $b_1 = 12.8$, $b_2 = 33.1$

$C_0 = 0.35$, $C_1 = 0.09$

近要の靱性等級を確保するために必要な許容鋼材係数は、その等級に対応する靱性率の下限値を式 (22) に代入することにより算定できる (例えば、靱性等級 II を確保するためには、式 (22) に $\mu_{ou} = 3.6$ を代入する)。

図-18 は、靱性等級 I を確保し得る鋼材係数の許容値 (q_{cr}) と普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合 ($q_r = r q / q$) の関係を、前述の文献 7) の規定 (図中実線) と式 (22) (図中一点鎖線) について示したものである。

同図における共通データは、以下に示すとおりである。

$$b = 15 \text{ cm}, D = 30 \text{ cm}, b'' = 10 \text{ cm}, d'' = 25 \text{ cm}$$

$$a/D = 6$$

$$F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$_c E = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, _s E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1.15, \beta = 0.7225$$

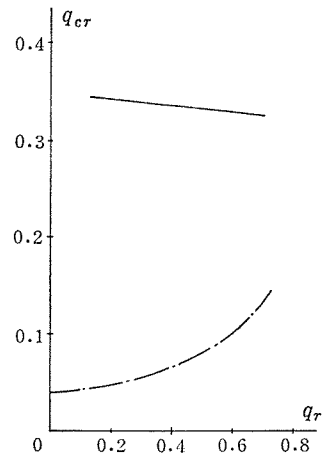


図-18 q_{cr} と q_r の関係

曲げ拘束筋: $\square - 6 \phi - @ 10 \text{ cm}$ ($a_w = 0.28 \text{ cm}^2$)

図-18 より以下のことが指摘し得よう。

- 1) 靱性等級 I を確保する許容鋼材係数は、文献 7) の方法では 0.35 程度の値になる。これに対して式 (22) では 0.05~0.1 の値となる。
- 2) 文献 7) によると、普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合が増加すると、許容鋼材係数がわずかではあるが減少する傾向がある。これに対して式 (22) は文献 7) とは全く逆の傾向を示す。

8. ま と め

鋼材係数、曲げ拘束筋比、曲げ拘束筋間隔、せん断スパン比、普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合を実験要因とする総計 53 体の PC 梁試験体に対する正負繰返し載荷実験を実施し、そのデータ解析を行うことにより以下に示す成果を得た。

- 1) PC 規準曲げ終局強度略算式に若干の修正を加えたところ、比較的良好な結果を得ることができた。
- 2) 降伏部材角、終局部材角、限界部材角の実験値と諸要因との相関について検討を加え、これを基に比較精度の高い推定式を提案した。
- 3) 上記の提案式と既往の設計式との比較を行い、両者の差異を指摘した。

謝 辞

本研究に際し、実験データの解析にあたっては本学短期大学部建設科助手岡田満氏の助力を、またデータ処理機器の使用に際しては同科助教授平山善吉先生の協力を得ることができた。両氏に深い感謝の意を表す。

また、PC 鋼棒を提供していただいた高周波熱練株式会社、および試験体の製作を担当していただいたオリエンタルコンクリート株式会社にも深い感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：「地震荷重と建築構造物の耐震性」 pp. 293~305, 1976 年
- 2) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」 pp. 72~73, 1979 年
- 3) 日本建築学会：「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」 pp. 191~197, 1975 年
- 4) 建設省建築研究所：「建築構造部材の耐震強度（プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性）」新耐震設計法の開発報告書，昭和 52 年
- 5) Kent D.C. and Park R. : "Flexural Members with Confined Concrete", Proc. of ASCE, Vol. 97, No. ST 7, July 1971
- 6) 日本建築学会：「地震荷重と建築構造物の耐震性」 pp. 259~263, 1976 年
- 7) 日本建築学会：「建築耐震設計および保有耐力と変形性能」 pp. 318~320, 1981 年
- 8) 日本建築学会：「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」 pp. 210~214, 1975 年

【昭和 58 年 4 月 1 日受付】

◀刊行物案内▶

第 22 回研究発表会講演概要

- 体 裁：B 5 判 60 頁
 定 価：15 000 円 送 料：250 円
 内 容：(1) PC 鋼材の品質に関する調査研究，(2) シースと PC 鋼材の摩擦試験，(3) プレストレストコンクリート部材の変形性状に関する研究（そのⅠ 実験計画），(4) 同前（そのⅡ 実験結果），(5) 同前（そのⅢ 結果の考察），(6) 浮防波堤の設計と施工，(7) アンボンド PC 鋼材を用いたテーパースラブ構造に関する研究，(8) Ⅲ種 PC はりのせん断挙動と強度に及ぼすプレストレスの効果，(9) 純ねじりを受けるⅢ種 PC はりの強度と変形性状，(10) PRC スラブの曲げひびわれ幅算定方式の検討，(11) PRC 部材の内部ひびわれ形状について，(12) アンボンド PRC 梁の履歴曲線とその略算法について，(13) アンボンド PRC スラブの実用設計法，(14) PC 埋設型枠床版の耐荷性状に関する多角的調査研究，(15) 吊床版橋の実験について，(16) PC スノー（ロック）シェッドの載荷試験と施工について，(17) [特別講演]（省略），(18) 八代 PC セメントサイロの設計と施工について，(19) 急速施工 PC I 形の施工精度，(20) プレストレストコンクリート単弦補剛拱橋の設計と模型実験，(21) スノーフリー型 PC 桁の架設—五能線・笹内川 B—，(22) 新小田橋上部工の設計施工について，(23) 7 径間連続 PC 箱形桁押出し工法<日豊本線駅館川橋梁の施工>，(24) 東関東自動車道栄町高架橋の移動支保工による施工について，(25) 中国自動車道宇佐川橋における流動化コンクリートの使用について，(26) 錦ヶ岡第三跨道橋（PC 斜張橋）の設計・施工について，(27) 佐方第二橋の設計と施工について