

目地を通して結合されたPC部材の 強度性状についての一実験

中 野 清 司*

まえがき PC構造においては、プレストレスによってプレキャスト材を軸方向あるいは軸に直角の方向につなぎ合わせて用いることが、しばしばある。本実験はこの種の結合部材の強度性状を明らかにするために行ったものであって、結合部には、曲げ応力、曲げとせん断応力、曲げと軸方向応力、せん断応力、等が作用するように計画した。

1. 供試体の概要と測定・加力の方法

表-1 供 試 体 の 種 類

I 種 (曲げ)	II 種 (曲げ・圧縮)	III 種 (曲げ・せん断)	V 種 (せん断)	
			実 験 I	実 験 II
A 一体・グラウトなし	A 一体・グラウトなし	A 一体・グラウトなし	A 1:1モルタル・グラウトなし	20-1, -2, -3 1:1モルタル目地 $\sigma_p=20 \text{ kg/cm}^2$ グラウトなし
B 一体・グラウトあり	B 一体・グラウトあり	B 一体・グラウトあり	A' 同上・粗面	
C 鉄板目地・グラウトあり	C 鉄板目地・グラウトあり	C 1:1モルタル・グラウトあり	B 1:3モルタル・グラウトなし	40-1, -2, -3 1:1モルタル目地 $\sigma_p=40 \text{ kg/cm}^2$ グラウトなし
D 1:1モルタル・グラウトあり	D 1:1モルタル・グラウトあり	D 1:3モルタル・グラウトあり	B' 同上・粗面	
E 1:3モルタル・グラウトあり	E 1:3モルタル・グラウトあり	E 白砂モルタル・グラウトあり	C 白砂モルタル・グラウトなし	60-1, -2, -3 1:1モルタル目地 $\sigma_p=60 \text{ kg/cm}^2$ グラウトなし
F 白砂モルタル・グラウトあり	F 白砂モルタル・グラウトあり	F \perp 型目地・グラウトあり	C' 同上・粗面	60-4 一体・ $\sigma_p=60 \text{ kg/cm}^2$ グラウトなし
G 一体・グラウトあり	G 凹凸目地・グラウトあり	G 凹凸目地・グラウトあり	D 凸凹目地・グラウトなし	80-1, -2, -3, -5 1:1モルタル目地 $\sigma_p=80 \text{ kg/cm}^2$ グラウトなし
		H 鉄板目地・グラウトあり	E 鉄板目地・グラウトなし	80-4 一体・ $\sigma_p=80 \text{ kg/cm}^2$ グラウトなし

図-1

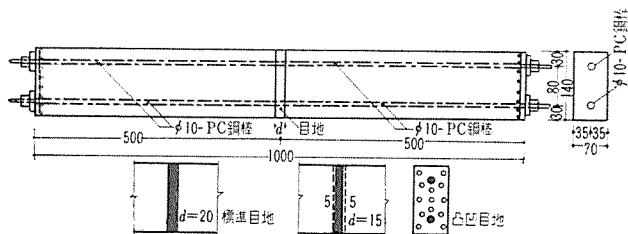
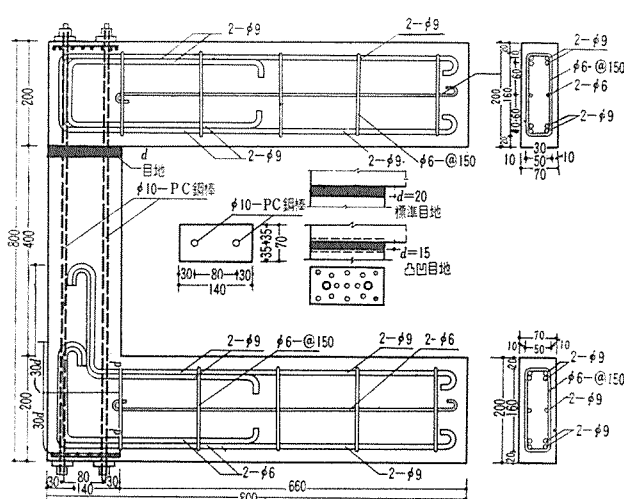


図-2



ing ring にて加力した。

2. 使用材料および供試体の製作・養生について

2.1 材 料

* 建設省建築研究所・研究員

すとおりでである。

(c) グラウト 調合および材料諸特性は表-5および表-6に示す。

表-5 グラウトの調合 (100 l 当り)

セメント	水/セメント比	ねりまぜ方式	流動性
アサノポルトランド 134 kg	42.9 %	2000 R/min 5分で注入 始め 600 R/min として 30分で注入終り	貫入値 23.5 秒

表-6 グラウト試験結果 (4×4×16 cm)

種別	圧縮強さ (kg/cm ²)	曲げ強さ (kg/cm ²)	材令 (日)	備考
I・II種	328 (264)	52.2 (21.7)	10	養生水中 () 内養生空中
III種	318	46.9		

(d) PC鋼材 住友電工 φ10mm PC鋼棒を使用した。主要特性はφ9.1 mm, 破断荷重 8 850 t, 伸び 8%, E=20 000 kg/mm²。

(e) シース ビニール管をコンクリート中に打込みコンクリート硬化後ひき抜いて形成した。

2.2 製作および養生

型わくは木製 (厚 10 mm 耐水ベニヤ) としコンクリート打ちは振動打ちとした。コンクリートのスランプは 0~2 cm である。養生は 7 日間湿布養生, 以後空中とし

た。目地モルタルは手練り・手詰めとした。グラウトの注入は手動弁ポンプにて最高圧 4 kg/cm² で行なった。

2.3 プレストレスの導入

特別の治具を用いて 2 本の鋼棒を同時に緊張することによって行なった。導入応力の測定は鋼棒の表面に貼った電気抵抗線ひずみ計の値およびダイヤルゲージによる抜出長さの値によって行なった。定着完了後の鋼棒ひずみ, およびコンクリート応力の計算値は I, II, III, V 種はおおむね 3 400×10⁻⁶, 94 kg/cm² とした。

3. 試験結果および考察

ここでは上記の各種供試体の試験結果を, 主要な共通事項ごとにとりまとめて概述する。

3.1 曲げ破壊耐力について

I 種, II 種および III 種の供試体の曲げ破壊耐力は表-7 のとおりである。以下にはこの表に現われた結果について若干の考察を行なうことにする。

(a) 曲げ破壊モーメントの計算法

表-7 の計算値は, グラウトのある場合は破壊のときまで, “平面則が成立する” とし, 圧縮側コンクリート内の矩形応力分布を仮定した従来の慣用法に従った。グラウトのない場合は, 次の近似解によった。すなわち破壊時の部材各断面ではコンクリートと鋼とは平面保持則に従わないが,

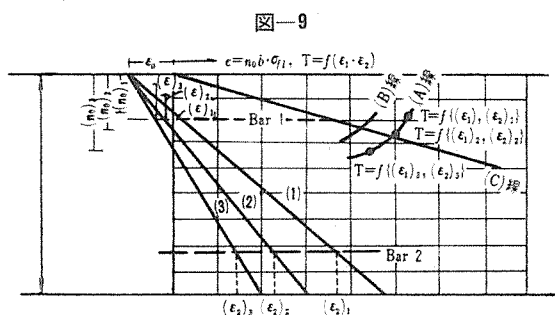
表-7 破壊モーメントの実測値と計算値

供試体	実 測		最低部材強度 σ_{ft} (kg/cm ²)	計 算						比 $\frac{M_R}{M_R'}$ (%)	
	破壊荷重 P_R (kg)	破壊モーメント M_R (kgcm)		中立軸距離 n_0 (cm)	上Bar歪 ϵ_1 (×10 ⁻⁶)	上Bar引張力 T_1 (kg)	下Bar歪 ϵ_2 (×10 ⁻⁶)	下Bar引張力 T_2 (kg)	破壊モーメント M_R' (kgcm)		
I 種	A	5 475	68 400	525	2.9	3 125	4 060	6 655	6 350	66 800	102
	B	6 500	81 100	525	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	113
	C	6 190	72 300	525	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	108
	D	6 320	79 000	525	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	110
	E	5 280	66 000	370	4.0	2 650	3 440	8 640	6 750	64 040	103
	F	5 180	64 700	328	4.25	2 520	3 270	8 160	6 750	62 760	103
	G	4 320	86 400	525	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	121
II 種	A	1 180	74 500	547	2.95	3 425	4 450	7 500	6 560	69 300	108
	B	1 260	79 500	547	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	111
	C	1 250	78 900	547	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	110
	D	1 200	74 700	527	3.0	3 400	4 400	11 400	6 850	71 600	102
	E	1 140	72 000	370	4.0	2 650	3 440	8 640	6 750	64 040	112
	F	1 065	67 200	328	4.25	2 520	3 270	8 160	6 750	62 760	108
	G	1 195	75 000	370	4.0	2 650	3 440	8 640	6 750	64 040	117
III 種	A	1 335	66 700	509	2.75	3 060	3 980	4 460	5 950	63 650	105
	B	1 500	75 000	509	3.2	3 200	4 150	10 700	6 800	69 700	108
	C	1 485	74 250	502	3.2	3 200	4 150	10 700	6 800	69 700	106
	D	1 370	68 500	386	4.0	2 650	3 440	8 640	6 750	64 040	107
	E	1 200	60 000	344	4.25	2 520	3 270	8 160	6 750	62 760	96
	F	1 490	74 500	386	4.0	2 650	3 440	8 640	6 750	64 040	116
	G	1 380	69 000	386	4.0	2 650	3 440	8 640	6 750	64 040	108
	H	1 470	73 500	509	3.2	3 200	4 150	10 700	6 800	69 700	106

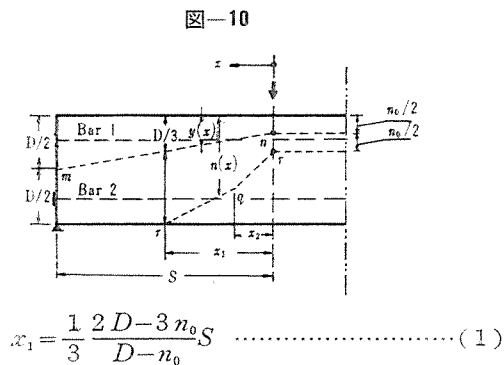
コンクリート全断面は平面則に従うものと仮定する。この場合、引張側のコンクリートひずみは、きれつ巾をもふくめた仮想的なものである。以上の仮定にもとづいて求めた鋼材位置のコンクリートひずみの、はり全長にわたる合計によって鋼材の引張応力度を定め、これから破壊モーメントを算定する。以下に計算の順序に従って、その方法および計算過程に用いる諸仮定を説明する。

a) 破壊断面の圧縮最縁コンクリートひずみ度を 0.3%とする。

b) 破壊断面の中立軸距離 n_0 (未知数) を任意の値 $(n_0)_1$ と仮定して、“平面保持則”を用いて Bar 1 および Bar 2 の位置のコンクリートひずみ度 $(\epsilon_c)_1$ および $(\epsilon_c)_2$ を求める (図-9)。



c) 破壊時の圧縮合力線は Bar 1, Bar 2 の引張力重心と $(n_0)_1/2$ の点を結んだ m-n 線であると仮定し、さらに本実験の場合は m 点は 2 本の Bar の重心であるとして、m-n 線が上縁から $D/3$ の点を通過するときの x 座標 x_1 を求める (図-10)。すなわち



ここに、

D : はり丈

n_0 : 破壊断面の中立軸距離

S : せん断スパン

d) 図-10 の $0 \sim x_1 \sim x_2$ の範囲での応力分布は

$x=0$: 長方形分布 $c=b \cdot \sigma_{f1} \cdot n_0$

$0 < x < x_2$: 台形分布

$x_2 < x < x_1$: 三角形分布 $c=0.5 b \cdot \sigma_{f1} \cdot n_{x_2}$

と考えてプレストレスと外力モーメントとの合成モーメントに対する中立軸は折線 p-q-r (図-10) で代表さ

れるものとする。 x_2 の値は圧縮合力軸が m-n 線上にあり、かつ応力分布が三角形になる条件:

$$3y(x) = n(x) \dots\dots\dots (2)$$

圧縮合力の値が $x=0$ においても $x=x_2$ においても等しい条件:

$$n_0 = 0.5 n_{x_2} \dots\dots\dots (3)$$

および圧縮合力の方程式:

$$y(x) = \frac{n_0}{2} + \frac{D-n_0}{2S} x \dots\dots\dots (4)$$

から求めることができる。すなわち (3), (4) 式を (2) 式に代入して

$$x_2 = \frac{1}{3} \frac{n_0 S}{D-n_0} \dots\dots\dots (5)$$

をうる。

e) $x=x_1$ 断面では $n(x_1)=D$, コンクリートの最縁圧縮ひずみ度は

$$(\epsilon_c)_{x_1} = \frac{2 n_0 \sigma_{f1}}{D E_c} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 E_c : コンクリートのヤング率

である。

f) 上記の計算によって、 $x=0, x=x_2, x=x_1$ の三つの断面のコンクリートの最縁圧縮ひずみ度、中立軸距離が求められる。これらを表記すれば表-8 のとおりとなる。

表-8 コンクリートの最縁圧縮ひずみ度・中立軸距離

断面の位置	コンクリートの最縁圧縮ひずみ度 (10^{-6})	中立軸距離
$x=0$	$\epsilon_0 = 3\ 000$	n_0
$x=x_2 = \frac{1}{3} \frac{n_0 S}{D-n_0}$	$\epsilon_0 = 3\ 000$	$2 n_0$
$x=x_1 = \frac{1}{3} \frac{2 D-3 n_0}{D-n_0} S$	$(\epsilon_c)_{x_1} = \frac{2 n_0 \sigma_{f1}}{D E_c}$	D

表-9

断面の位置	ϵ_1	ϵ_2
$x=0$	$(\epsilon_1)_0 = \epsilon_0 \frac{d_1-n_0}{n_0}$	$(\epsilon_2)_0 = \epsilon_0 \frac{d_2-n_0}{n_0}$
$0 \leq x \leq x_2$ 区間の平均	$(\bar{\epsilon}_1) = \epsilon_0 \frac{3 d_1-4 n_0}{2 n_0}$	$(\bar{\epsilon}_2) = \epsilon_0 \frac{3 d_2-4 n_0}{2 n_0}$
$x=x_2$	$(\epsilon_1)_2 = \epsilon_0 \frac{d_1-2 n_0}{2 n_0}$	$(\epsilon_2)_2 = \epsilon_0 \frac{d_2-2 n_0}{2 n_0}$
$x_2 \leq x \leq x_1$ 区間の平均	$(\bar{\epsilon}_1)' = \frac{1}{2} \left\{ \epsilon_0 \frac{d_1-2 n_0}{2 n_0} + \frac{2 n_0 \sigma_{f1}}{D^2 E_c} (d_1-D) \right\}$	$(\bar{\epsilon}_2)' = \frac{1}{2} \left\{ \epsilon_0 \frac{d_2-2 n_0}{2 n_0} + \frac{2 n_0 \sigma_{f1}}{D^2 E_c} (d_2-D) \right\}$
$x=x_1$	$(\epsilon_1)_1 = (\epsilon_c)_{x_1} \cdot \frac{d_2-D}{D}$ $= \frac{2 n_0 \sigma_{f1}}{D E_c} \cdot \frac{d_1-D}{D}$	$(\epsilon_2)_1 = (\epsilon_c)_{x_1} \cdot \frac{d_2-D}{D}$ $= \frac{2 n_0 \sigma_{f1}}{D E_c} \cdot \frac{d_2-D}{D}$

g) 上表の結果を用いて $x=0, x_2, x_1$ 断面の鋼材位置のコンクリートひずみ度を計算すると表-9 のとおりである。上表の $0 \leq x \leq x_2, x_2 \leq x \leq x_1$ 区間のコンクリートひずみ度の平均値に区間の長さをかけたものを鋼材位置コンクリートの全長さ変化と考へて、これを Δl とする ($x > x_1$ 区間の長さ変化は無視する)。これから鋼材のひずみ度 $(\epsilon_s)_1, (\epsilon_s)_2$, および引張力 T_1, T_2 が求められる。

h) $T=T_1+T_2$ (プレストレス力をふくむ) の値を図-9 上にプロットする。 n_0 の値として $(n_0)_1, (n_0)_2, (n_0)_3, \dots$ etc をとって上記の作業をくり返せば曲線 (B) (図-8) が得られる。この曲線と直線 (C) (図-8) との交点に対応する n_0 の値が、求める破壊断面の中立軸距離である。

i) n_0 が定めれば前記 g) によって T_1, T_2 が求められ、これらの中立軸に関するモーメントが破壊モーメント M_R となる。

(b) 曲げ破壊モーメントの計算値と実測値との対比について 表-2 の M_R/M_R' をみると III-E 以外はすべて安全側の結果を得ており、前項 (a) にのべた実用計算法は約 10% 内外の誤差にとどまっている。したがって設計に用いる計算法としては (a) の方法が是認される。計算外の余力は、一体材の方が目地をもつ部材より大きい。また付着のない材の破壊モーメントの計算値として付着ある場合の計算値を代用したとすると、比 M_R/M_R' は I-A : 95%, II-A : 104%, III-A : 95% となり 5% 内外の危険側結果をうる。この誤差は一般の材料強度のばらつきの範囲内にふくまれる程度のものであるが、誤差の原因は材料の場合と異なって“鋼材の伸びが部材全長にわたって平均化する”ためであり、部材の載荷法によって大巾に変動するものである。したがって、付着のない場合は、例えば (a) に示すような付着のないときの計算法を用いるべきであろう。

計算値と実測値との誤差の原因としては、ほぼ次の事項が考えられる。

- a) コンクリート、モルタル材料強度のばらつき
- b) 平面保持則の不成立による実測値の低下
- c) 鋼材の応力-ひずみ関係が自由表面状態 (通常の引張試験の場合) と拘束状態 (鋼材がコンクリートあるいはグラウト中にある場合) では異なるための実測値の上昇。

上記の a) については、一般に材料強度の変動は部材の強度にあまり大きな影響をおよぼさないことは図-11 から明らかである。この図は材料強度と計算破壊モーメントとの関係を示したものであって、横軸に材料強度比 ($\sigma=502 \text{ kg/cm}^2$ を 100% とした)、縦軸に部材強度

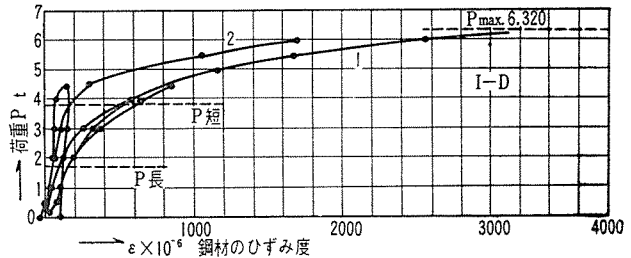
比 ($\sigma=502 \text{ kg/cm}^2$ の材料に対する計算値を 100% とした) をとっている。この図から材料強度 10% の低下は部材強度 3% 程度の低下をとまなうにすぎぬことがわかる。この傾向は測定部材強度についても同様にみとめられるものである。図-12 は横軸に母材コンクリートの強度と目地モルタル強度との比をとり、縦軸に目地のない部材の強度と目地をもつ部材の強度との比をとったものである。この図は 図-11 と異なり、標準とした材料強度・部材強度が I, II, III 種ごとに異なるので、図-11 と同列に論ずることはできないが、やはり目地強度比 10% の低下は部材強度 4% 内外の低下をとまなうにすぎないことを示している。

b) についてはグラウトのない部材で、この低下が最も明瞭である。(a) の計算法によって求めた付着ありとなしの場合の計算破壊モーメントの比率は I 種 93%, II 種 97%, III 種 91% となる。

グラウトのある部材でも表-7 の計算を行なうとき仮定したように付着が完全でないことは、鋼材内部ひずみの測定結果からも明らかである (図-13)。

したがってグラウトの破壊強度におよぼす影響はその付着効果より、鋼材との摩擦、鋼材の変形拘束効果が主であると考えられる。

図-13 I 種供試体の荷重鋼材ひずみの関係 (1 曲線は最大曲げモーメントをうける部分、2 曲線は支点)



c) については、グラウトを施した部材は、上記のように“平面則”成立がはなはだ疑問であるにもかかわらず、計算値より 10% 内外の余力をもつことは、鋼材の強度性状が鋼材単独の場合と、グラウト中にある場合とは異なることを示唆すると考えられる。

(c) 部材の剛性について PC 構造物の耐震設計

図-11 材料強度比と部材強度比との関係 (計算)

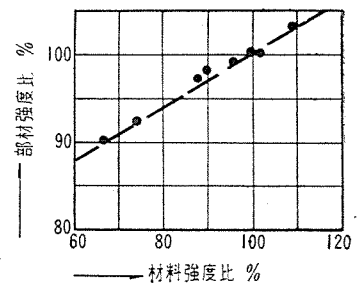
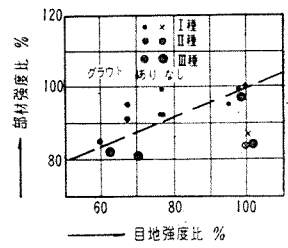


図-12 目地強度比と部材強度比との関係 (実測)



の目安として、静的性状のうちでは破壊耐力とたわみとが重要である。このうち、たわみについては長期設計荷重時、短期設計荷重時の、それぞれに対する剛性を知ることがまず必要となる。ここで長期、短期の変形は、ともに処女載荷に対してのみでなく、例えば長期の変形に関しても、すでにそれ以上の荷重の前歴をもつ場合もあわせて考えなければならない。この目的をある程度はたすために、I、II、III種の供試体については5段階の荷重を行なっている。すなわち長期設計荷重まで（正負方向各1回）、短期設計荷重まで（正負方向各1回）、破壊まで（正方向1回）の計5回である。一例として、I、II、III種の供試体のうち、1:1モルタル目地をもつ部材の荷重-たわみ図を示すと図-14、15、16のとおりである。これらの図からわかるとおり、くり返して荷重を受ける部材の剛性は徐々に低下する。またこれらの図とグラウ

トの付着破壊の様態とを比較すると、剛性低下とグラウトの付着破壊とは相互に関係の深いものであり、グラウト施工の重要性が示されている。I種、II種、III種の各供試体の荷重-剛性の関係を取りまとめたものが図-17、18、19である。これらの図においては、横軸にたわみ (δ mm), たわみ/スパン比 (δ/e), 剛性低下率 $\rho = \left(1 - \frac{EI}{(EI)_0}\right) \times 100\%$ をとり [ここに EI は任意荷重時の剛度, $(EI)_0$ は初期剛度], 縦軸には荷重率 $\lambda = (\text{荷重})/(\text{計算破壊荷重})$ を取り、実線にて たわみを破線にて剛性低下率 ρ を表わしてある。図中白丸は処女載荷を

図-14

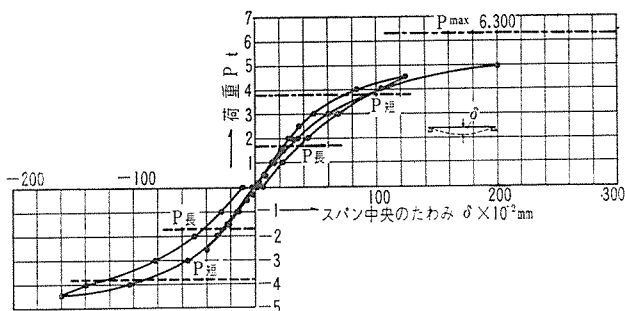


図-15

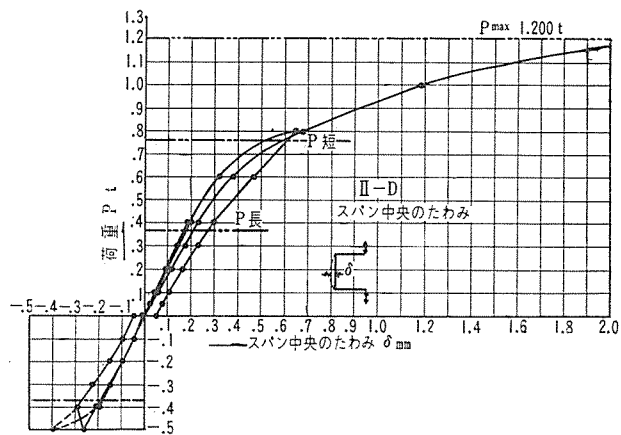


図-16

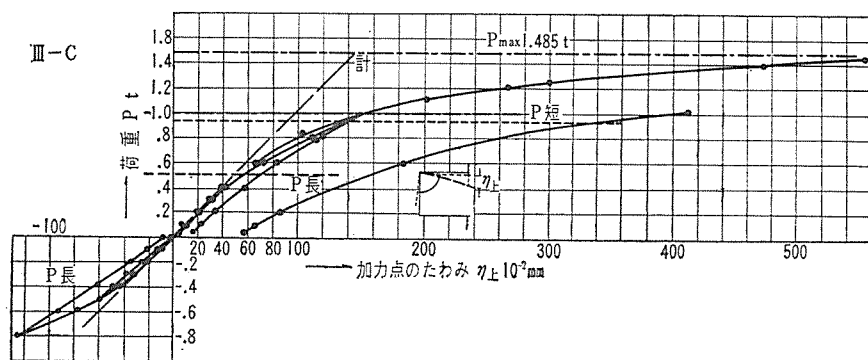


図-17

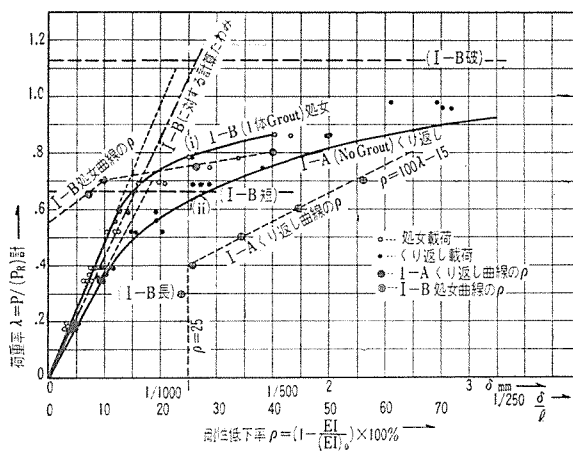
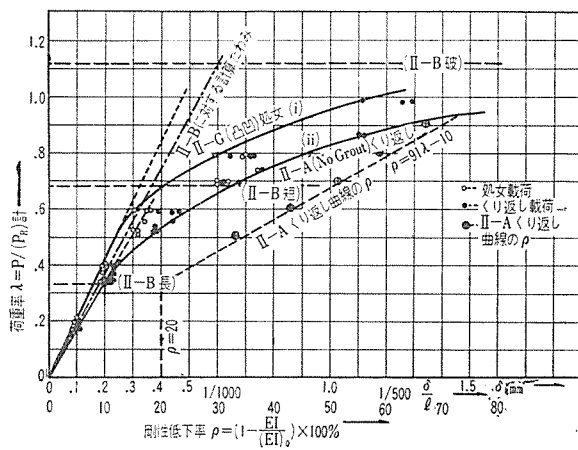


図-18



黒丸は最終載荷を表わしている。ほとんどの測点は図の2本の曲線 (i) および (ii) の間に入る。一般に最も不利な場合はグラウトのない場合であるが、グラウトのあるものでも、くり返し回数が増えるにつれてグラウトのないものに近づく傾向がある。図-17~19の結果について、くり返し載荷後の剛性低下率 ρ の実験式を求めると表-10のとおりと

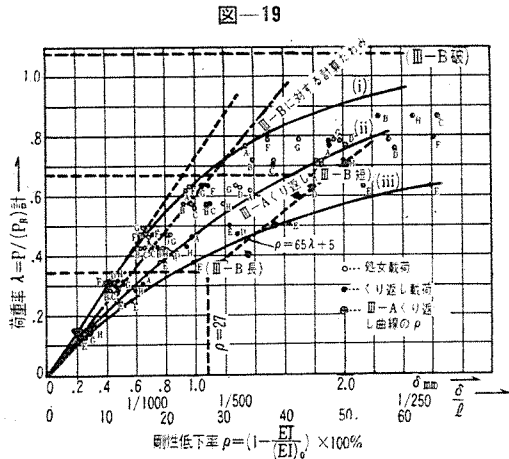


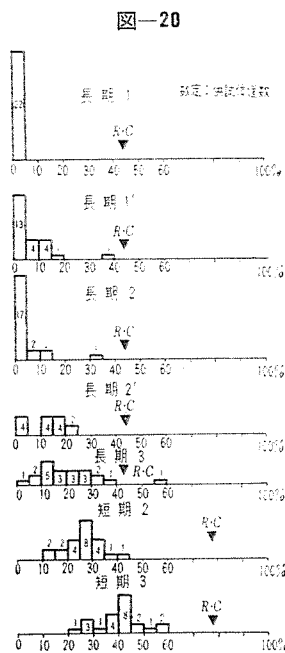
表-10

種 別	長 期	短 期
I	$\rho=25\%$	$\rho=(100\lambda-15)\%$
II	$\rho=20$	$\rho=(91\lambda-10)\%$
III	$\rho=27$	$\rho=(65\lambda+5)\%$

なる。III種の供試体では 図-19 に示すように曲線 (ii) と (iii) との間に若干の測点がプロットされている。これらは鉄板目地と白砂モルタル目地の場合であって、後述するとおり、鉄板目地を用いたときのすべり変形が他の場合にくらべて、圧倒的に大きいこと、白砂モルタルの強度・ヤング率が他にくらべて小さいことに原因すると考えられ、大きなせん断をうける部分に、この種の目地を設けるべきでないことを示唆している。III種の場合でも、上記以外のものは、長期剛性が多少他種 (I, II 種) より低くなるのみで、短期については例えば $\lambda=0.6$ に対して I 種 45%, II 種 44.6%, III 種 44% となり、ほとんど相互の差はみとめられない。上記の事柄から実用上、長期に対しては $\rho=25\%$ 、短期に対しては $\rho=45\%$ と考えてよいことがわかる。

上記の荷重のくり返しと剛性低下との関係を概観するために作ったのが 図-20 である。図中 RC とあるのは III 種供試体下ばりについて計算剛性と実測値との比率をとったものであって、くり返し進むにつれて徐々に剛性の低下する模様が示されている。

(d) プレストレスによ



る部材結合の健全性について 直交部材をプレストレスで結合した場合と鉄筋コンクリートの手法で結合した場合とを比較して見ると、原理的に考えれば両者の差異はない。したがって、RC 的結合が“剛である”と同等の剛接を PC 結合の場合にも期待しうるわけである。本実験の場合、II 種は下部隅角が PC 結合、上部が RC+PC 結合、III 種は上部隅角が PC 結合、下部が RC 結合となっている。剛接の程度を判定するためには 図-21 のを直接測定できれば最もよいが、測定に困難をとめない、また間接測定の結果から計算を媒介して求めることは、精度を必要とするこの種の測定には適当でない。そこで本実験では 図-21 に示す長さ r の変化を測定して大よその見安をうることに主眼

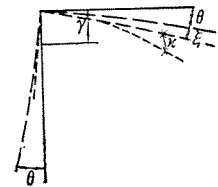


表-11 隅 角 部 変 位 量

種	II	長期設計荷重時					短期設計荷重時	
		荷 重 番 号						
		1	1'	2	2'	3	2	3
A	$r_{下}$	4.7	5.8	5.4	6.8	6.1	11.6	13.3
	$r_{上}$	4.2	5.9	5.1	6.9	8.5	12.4	17.4
	比	(4.6)	101.5	94.5	101.5	139.5	(8.81)	107.0
B	$r_{下}$	4.5	5.4	4.6	6.0	5.6	12.3	13.0
	$r_{上}$	4.7	5.6	4.8	6.6	—	13.0	—
	比	(4.52)	104.5	103.5	104.2	110.0	—	(9.25)
C	$r_{下}$	5.2	7.0	5.6	7.2	6.1	13.2	13.5
	$r_{上}$	4.6	6.4	5.0	6.8	7.6	12.5	16.2
	比	(4.52)	88.4	91.3	89.3	94.4	124.5	94.2
D	$r_{下}$	5.2	6.0	5.4	7.1	6.6	15.6	15.9
	$r_{上}$	4.8	5.6	4.9	6.6	10.0	13.7	20.3
	比	(4.82)	92.4	93.4	90.7	92.9	151.0	87.8
E	$r_{下}$	1.8	2.0	2.1	2.4	2.6	15.5	16.3
	$r_{上}$	1.5	1.7	1.6	2.3	2.2	11.5	12.8
	比	(1.59)	83.2	85.0	76.2	96.0	84.5	74.2
F	$r_{下}$	1.1	1.4	1.6	1.6	1.6	15.0	16.4
	$r_{上}$	0.9	1.0	1.0	1.3	1.3	10.6	12.0
	比	(0.99)	81.9	71.4	62.5	81.2	81.2	70.6
G	$r_{下}$	1.9	2.0	2.0	2.2	2.4	13.6	14.8
	$r_{上}$	1.2	1.2	1.6	1.8	2.0	10.0	11.4
	比	(1.59)	63.2	60.0	80.0	81.7	83.4	73.5

備 考 上段の数字： $r_{下}$ …PC 結合部測定変位 (図 2.2~2.28) 10^{-2} mm
 中段 “： $r_{上}$ …RC-PC 結合部測定変位(図 2.15~2.21) 10^{-2} mm
 () 内は計算値 ($E=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とし、II-A に対して $19.7 \cdot 10^{-8} M$, II-B~G に対して $19.4 \cdot 10^{-8} M$ cm, M =モーメント (kg·cm)
 下段 “： $r_{上}/r_{下}$ …剛性の比率

をおいた。すなわち以下に述べる隅角変位量 r とは、

$$r = \eta + \epsilon \quad (\text{二次の微小量を無視する})。$$

である。この結果は表-11 および表-12 に示すとおりであって、PC結合は少なくともRC結合と同等の剛性をもつ、と考えてさしつかえないといえる。

表-12 (a) PC 結合の隅角部変位

供試体	長期設計荷重時					短期設計荷重時	
	1	1'	2	2'	3	2	3
III-A	12.1	23.0	19.8	26.2	36.3	16.3	31.4
	100	52.6	61.1	46.1	33.3	74.2	38.5
III-B	8.8	35.7	15.4	26.0	19.6	14.6	17.5
	100	24.8	57.2	33.8	45.0	60.3	50.3
III-C	9.7	19.8	12.2	22.0	18.3	15.4	16.7
	100	49.0	79.5	44.1	53.0	63.0	58.0
III-D	10.8	15.4	13.2	26.0	22.3	17.3	22.1
	100	70.9	81.6	41.5	48.4	62.4	48.9
III-E	10.3	10.5	14.7	26.9	18.4	17.8	23.6
	100	98	70.7	38.3	56.0	57.8	43.6
III-F	9.5	15.7	18.2	26.6	25.0	18.8	24.2
	100	60.5	52.2	35.7	38.0	50.5	39.3
III-G	9.4	9.9	16.3	21.6	23.0	16.6	19.3
	100	95.0	57.6	43.5	40.8	56.6	48.7
III-H	11.3	20.4	13.8	23.6	21.0	16.5	20.8
	100	55.4	81.9	47.8	53.7	68.5	54.3

表-12 (b) RC 結合の隅角部変位

供試体	処女接線に対する値	長期		短期	備考
		2	3	3	
III-A	10.5	16.6	28.0	—	上段数字はそれぞれの荷重に対する r 曲線の傾斜 (数値は r 曲線の荷重 $1t$ に対するもの)。 下段数字は基準の傾斜に対する比率から求めた隅角部剛性 (%)。
	100	53.2	37.6	—	
III-B	7.6	16.8	19.4	17.6	
	100	45.2	39.2	43.2	
III-C	9.0	13.8	17.0	17.7	
	100	65.2	53.0	51.0	
III-D	5.8	12.8	20.2	—	
	100	45.3	28.8	—	
III-E	5.4	13.3	18.6	—	
	100	40.6	29.0	—	
III-F	8.6	14.5	13.6	22.4	
	100	59.4	63.4	38.4	
III-G	5.4	12.6	17.2	17.3	
	100	42.9	31.4	40.5	
III-H	7.0	13.8	19.0	—	
	100	50.7	36.9	—	

(e) 目地部のすべり抵抗について プレストレスで結合された継手のすべり抵抗は通常次式で表わされる

とされている。

$$R = \alpha P$$

ここに R : すべり抵抗 (kg)

P : 結合面に働く有効プレストレス力 (kg)

α : 摩擦係数

係数 α の値については既往に L.L. Jones の研究があり表-13 のような値をえている。

表-13 摩擦係数の値 (L.L. Jones の実験)

目地の種類	α の実験値	α の推奨値	備考
コンクリートブロック空目地結合	0.391~0.691	0.45~0.62	コンクリートブロック型わくは鋼製
モルタル目地結合	0.714~0.856		

一方プレストレス部材のせん断強さは通常次式によって計算されている。

$$Q = \frac{bI}{2S} \sqrt{(\sigma_p + 2\sigma_t)^2 - \sigma_p^2}$$

ここに Q : せん断強さ, b : 材巾, I : 断面二次モーメント, S : 重心軸に関する断面一次モーメント, σ_p : 有効プレストレス, σ_t : 材料の引張強さ

したがって $R > Q$ なる条件が常に成立すれば、目地を有するためのせん断耐力の低下はないわけである。この関係を見やすくするために本実験に用いた供試体について計算したものが図-22 である。実験の結果について簡単にとりまとめると次のとおりである。

① 破壊耐力、ならびに摩擦係数: 実験1および2の測定破壊せん断力は表-14 に示すとおりであるが、摩擦係数 α は供試体 20-1~3 を除いて 0.6~0.7 を中心として 0.4~0.9 の範囲に分布している。この値の下限は前記の表-8 の空目地の下限に、上限はモルタル目地の上限にほぼ一致する。本実験の場合、目地モルタルとコンクリートがプレストレス導入前にはく離れたものがあるが、表-9 に見るとおり、このための差異は耐力上現われない。供試体 20-1~3 では $\alpha = 1.07 \sim 1.37$ となり、それ以外の供試体の α の値とは別群をなしている。

次にコンクリートおよびモルタルの引張強さを 45 kg/cm² として図-22 からそれぞれの σ_p に対するせん断強さ Q を求め、これと破壊せん断力実測値との比を求めると表-14 の下段のとおりとなる。これを見るとプレストレス $\sigma_p = 20 \sim 80$ kg/cm² の場合 (実験2) では目地のない場合は 115% 以上であるが、目地のある場合は

図-22

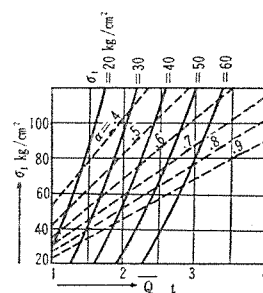


表-14 破壊せん断力および摩擦係数

$\sigma_p=20$		$\sigma_p=40$		$\sigma_p=60$		$\sigma_p=80$		$\sigma_p=93$		$\sigma_p=93$	
20-1	1 300	40-1	1 340	60-1	1 365	80-1	1 940	A	2 980	C	2 265
	1.37		0.71		0.47		0.51		0.68		0.52
	82.0		66.0		61.0		79.0		117		89
20-2	1 110	40-2	1 380	60-2*	1 555	80-2*	2 210	A'	3 150	C'	3 865
	1.17		0.73		0.55		0.58		0.72		0.88
	63.5		68.0		69.0		91.0		126		152
20-3*	1 015	40-3*	1 180	60-3*	1 990	80-3*	2 340	B	2 785	D	2 840
	1.07		0.62		0.7		0.62		0.63		0.65
	58.0		58.0		89.0		96.0		109		112
			60-4	> 2 600	—	80-4	2 282	B'	3 160	E	2 535
			(1体)	> 115.0	—	80-4	93.0		0.72		124
						80-5	> 2 810				
						(1体)	—				
						(1体)	> 115.0				

備 考 上段：破壊せん断力実測値 Q (kg), 中段：摩擦係数 $d=Q/P$ (P は有効プレストレス)
 下段： Q/\bar{Q} (\bar{Q} は式 (4.2) によるせん断強さ) %, * 目地付着切れているもの

58~96%となっている。 $\sigma_p=93 \text{ kg/cm}^2$ の場合(実験 1) は供試体 C'を除いて 90~126%となっているが、実験 1 と実験 2 は使用材料が異なるので、材料強度の合致の度合いが異なることも考えられるので、両実験をそのまま比較することはできない。実験結果をとりまとめると次のとおりとなる。

㉑ 目地のない場合(供試体 80-5, 60-4) は破壊耐力は計算値より 15% 以上高く出る。

㉒ 目地のある場合はプレストレスが小さい時は耐力 Q が計算値 \bar{Q} 以下であるが、 σ_p が大きくなると Q は \bar{Q} に近づいてくる。この事実は一般に目地のある部材のせん断耐力は“目地のすべり”によって左右されることを裏書きしている。すなわち 図-22 で $\sigma_p=60 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t=45 \text{ kg/cm}^2$ とすると $\alpha=0.77$ 以上あれば耐力はすべりでなく主応力で決まるが、実測では $\alpha=0.47\sim 0.7$ であり、すべり耐力で決定する。 σ_p が大きくなった場合 α の値がほぼ一定であれば、すべり耐力の上昇は \bar{Q} の上昇より急速であるから(図-22) Q と \bar{Q} の比は 1 に近づく。

㉓ 目地のすべり：静止摩擦係数は周知のとおりすべりがまさに生じようとするときのせん断力 Q と面に働く圧縮力 P との比 Q/P で定義される。目地をもつ部材について実験 1 で初期すべりを測定したのは、この摩擦係数を見出すことを目的としたものであるが、結果は予想に反して、すべりはプレストレスの大小にかかわらず、かつ、ごく小さい荷重でも生ずることを示している。そこでこの事実をさらに確かめるために実験 2 では破壊に至るまでの変形測定を行なった(図-23~ 25)。図-

図-23

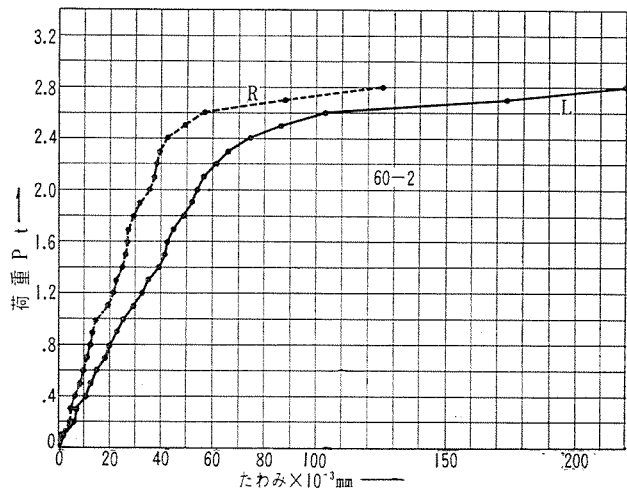


図-24

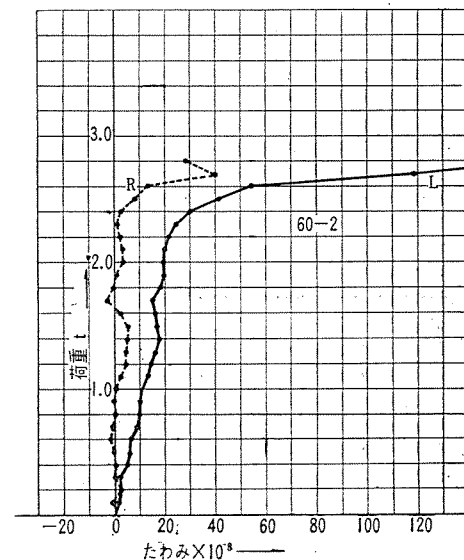
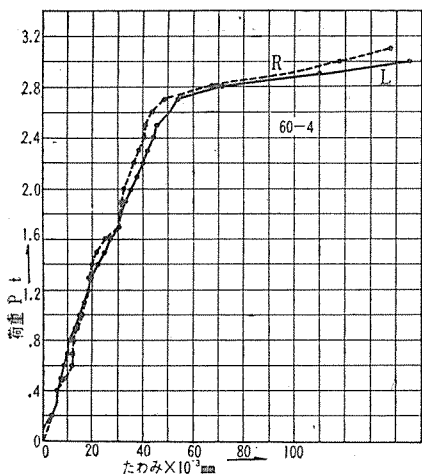


図-25



23 は測定変位そのまま、図-24 は目地のある部材の測定結果から一体材の測定値(図-25)をさし引いたものである。これらの結果からも、すべりは初めはごく小さい荷重で生じ、初めはすべりは荷重にほぼ比例するが、一定荷重になると降伏現象を生ずる。降伏荷重前における荷重—すべりの関係は様でなく、初期にはほとんどすべりが生ぜず、一定荷重時に急にすべりが出てくるものもあり、またくり返し載荷の場合は1回目の曲線より2回目の勾配が急となる。荷重—すべり関係を一般化すると図-26 のようになる。耐力は同図の P_2 に対する点に対応する。同図 P_1 に対するせん断力と、このせん断力に対応する摩擦係数を求めると表-15 のとおりである。

図-26

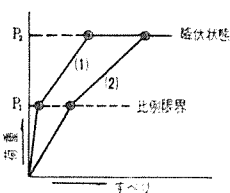


表-15 比例限界せん断力と、これに対応する摩擦係数

	$\sigma_p=20$	$\sigma_p=40$	$\sigma_p=60$	$\sigma_p=80$
20-1	250 0.26	300 0.16	900 0.32	1050 0.26
20-2	300 0.32	500 0.26	1100 0.39	1000 0.25
20-3	150 0.16	400 0.21	1100 0.39	1600 0.4
上段:せん断力 (kg), 下段:摩擦係数				80-3 1200 0.3

この表から荷重—変形は $\alpha=0.3$ 程度まで直線関係にあることが見られる。ただし前述のとおり、これらの直

線の勾配は一定ではない。実用上すべり変形はモルタル目地の場合で 0.1 mm 以下であり、ほとんど問題にするに足りないが、鉄板目地の場合は変形が大きく、実用上も注意する必要がある。

5. 結 論

(1) 曲げ破壊強度

曲げ破壊モーメントの計算法は 3. の方法によって計算する。計算値は実測値より 10% 程度安全側となる。

(2) 目地の影響

せん断をうけない目地については、一体材と全く同じに取扱ってよい。目地強度の多少の低下は部材強度にあまり影響しない。本実験の場合は目地強度 10% の低下に対して部材強度 3% 程度の低下にすぎない。

(3) 部材の剛性

荷重にともなう剛性の低下は RC の場合より少ないが、大荷重をくり返し載荷されたのちには、長期設計荷重に対して 30% 程度低下する。短期載荷にたいしては 3. に示す実験式によって変形特性をとらえることができる。目地にせん断をうける部材では目地のすべり抵抗が大きいことが要求される。

(4) 部材隅角部の健全性

PC 結合と RC 結合、PC 結合と一方向にプレストレスをもつ RC 結合の隅角部の変位測定の結果では、プレストレスによる直交二材の結合は少なくとも RC の場合と同等以上と考えてよい。ただし隅角部のきれつ発生については十分注意を要する。

(5) 目地のすべり抵抗

目地を介してプレストレスが結合された部材がせん断を受けると一般にごく低い荷重ですべりを生じ、摩擦係数 $\alpha=0.3$ 程度に相当する荷重までは荷重に対してほぼ直線的にすべりが増加し、 $\alpha=0.6$ 前後において破壊をおこす。部材のせん断強さはプレストレスが大きくなれば一体材としての計算強度に近づくが、一般に一体材より低い。すべり量はモルタル目地の場合は僅少であって、実用上すべりの影響は考えなくてもよい。目地に鉄板、あるいは強度の低い目地材料を用いるときは部材剛性に影響をおよぼすことがある。

あとがき 本実験の結果、プレキャスト材を目地を介してプレストレスによって結合した構造物は、上記諸事項に注意して設計を行えば RC 構造と同等以上の一体性が確保されることが明らかである。 1961.6.10・受付

図書および雑誌の御寄贈のお願い

PC に関する図書、雑誌、文献なども逐次整備し会員の利用に供したいと考えております。皆様の御協力により、多くの関係書籍を御寄贈いただきたく、よろしくお願い致します。