

プレストレストコンクリート造建物の耐力実験

岡 本 伸*
山 崎 裕*
福 来 知 自**

1. ま え が き

建築構造の分野でプレストレスト コンクリート（以下PCと略記）構造が本格的に用いられるようになった昭和 30 年代初期のPC造建築の代表的作品であるミツワ石鹼丸見屋向島工場が、工場移転のために解体撤去されることになった。本建物は、昭和 32 年に竣工したPC造 2 階建の石鹼製造工場であり、全面的にポストテンション方式による組立工法を採用した特徴ある建物である。本建物の解体撤去を機会に、PC建設業協会の建築部会の中に「PC造建築耐力実験委員会*1）」が設置され、種々の実験計画が検討された。解体工事の工程、実験予算の関係で、当初計画したすべての実験を行うことはできなかったが、結局表-1 に示すような実験が行われた。本報告は、これ等実験結果を筆者等がまとめたものである。

2. 建 物 概 要

(1) 一般概要

- 1) 名 称：ミツワ石鹼丸見屋向島工場
- 2) 所 在 地：東京都墨田区八広 5 丁目 10 番 5 号

* 建設省建築研究所

** 住友建設株式会社

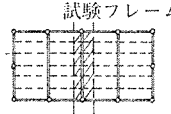
*1) 委員会の構成（順不同）

- 委員長 中野 清司（建設省建築研究所）
- 委 員 本岡順二郎（日本大学理工学部）
- 岡本 伸（建設省建築研究所）
- 岡田 武二（清水建設研究所）
- 今山 雄毅（清水建設建築部）
- 石突 正（協会委員）
- 寺沢 輝夫（ " ）
- 木下日出夫（ " ）
- 日野 正照（ " ）
- 産本 真作（ " ）
- 高周波熱練（株）
- 神鋼鋼線工業（株）
- 住友電気工業（株）

ワーキンググループ

- 柳下 文夫（建設省建築研究所）
- 佐々木一郎（興和建築工業）
- 福来 知自（住友建設）

表-1 実験の概要

期 日	実験項目	実験の概要	実施機関
49年 1月7日 1月11日	強制振動実験 および 常時微動測定	・建物屋階中央に建研式大型起振機1台(最大起振力10t)を据付けて強制振動実験を行う ・強制振動実験の前後に常時微動測定を行う	建築研究所
49年 1月31日 2月15日	水平加力実験	 ・振動実験終了後試験フレームを建物より切出し残存部分を反力受けとして水平加力実験を行う	PC建設業協会
49年 7月15日 7月20日	小ばり曲げ 試 験	・2F 小ばりを解体時に2本採取し、そのうち1本について曲げ試験を行う	PC建設業協会 より建築研究振 興協会へ委託
49年8月	材 料 試 験	・上記小ばりの1本よりコンクリートシンダーおよびPC鋼棒を採取し、材料特性を調べる	PC建設業協会 より建築研究振 興協会へ委託

- 3) 用 途：石鹼製造工場
- 4) 構造および階数：プレキャストPC造地上 2 階建
- 5) 建築面積：676 m²（内鉄骨非常階段 28 m²）
- 6) 延 面 積：1 381 m²（ " 85 m²）
- 7) 竣 工：昭和 32 年

(2) 構造概要

- 1) 柱、はりおよびブレースはPC鋼棒を用いたポストテンション方式によるプレキャストPC造
- 2) 基礎、耐震壁および2階床は現場打RC造、屋根はプレキャスト版
- 3) 構造概略図：図-1 および 図-2 参照
- 4) 柱、大ばり用荷重

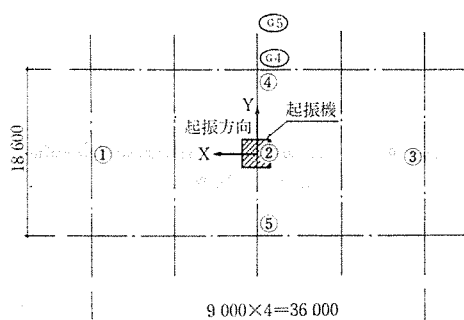
	屋 根 (kg/cm ²)	2階床 (kg/cm ²)
固 定 荷 重	床板+小ばり 214	床 板 240
	シンダー 150	小 ば り 100
	防 水 層 20	仕 上 60
積 載 荷 重	180	220
計	564	620

桁行方向大ばりおよび小ばりの端部のPC鋼棒は、柱およびはり間方向大ばりを貫通する接続用PC鋼棒とカップラーで接続され、くさび方式によりプレストレスが導入され、Moment Connection になっている。

3. 強制振動実験および常時微動測定

(1) 実験概要

最大起振力 10 t の起振機 1 台を 図-3 に示すように屋階中央に据付け、建物の桁行方向 (X 方向) およびはり間方向 (Y 方向) に加振し、共振曲線と振動モードを求めた。偏心モーメントは、2.5, 7.5, 20, 75 kg・m と 4 段階に変えて実験した。また、強制振動実験の前後に常時微動の測定を行った。



※記録用測定機器は 2 階

図-3 強制振動実験測定位置

変位計および加速度計の両者を併用し、換振器をスラブ上の 図-3 に示す各点に設置し測定を行った。各実験における換振器の配置は 表-2 に示すとおりである。

(2) 実験結果および考察

a) 共振曲線 表-2 の各実験より得られた共振曲線の代表例を 図-4~7 に示す。

図-4 および 図-5 は測点 2 に設置された変位計による 1 階、2 階および R 階の共振曲線を同時に示したものであり、図-4 は X 方向、図-5 は Y 方向に加振した場合を示す。図-6 は R 階の測点 ①、② および ③ における共振曲線をまとめたものであり、図-7 は 1 階測点 ④ および ⑤ の上下動の共振曲線である。

これ等の共振曲線から周期および減衰定数を求めると 表-3 の如くである。

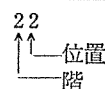
X 方向の固有周期は 1 次が 0.25 秒、2 次が 0.09 秒、Y 方向についてはそれぞれ 0.14 秒、0.09 秒となっており、この程度の加振力の違いでは、ほとんど周期の変化は認められない。

表-3 には基礎固定とした場合の固有周期の計算値も合わせて示してある。X 方向は計算上、柱、はりおよびブレースからなる架構として取扱っているが、実際には、腰壁、たれ壁があるため固有周期の計算値は実験値より

表-2 振動実験計画

実験番号	起振方向	測定方向	測定位置	測定機器
M1 (加振前)	常時微動	X	G4	変位計
		Y	G4	
M4 (加振後)	常時微動	X	G5	変位計
		Y	G5	
M2 (加振前)	常時微動	X	R2	変位計
M3 (加振後)		Y	12	
D1 (M=2.5)	X	V	11	変位計
		X	12	
		X	22	
		X	R2	
D6 (M=7.5)	X	X	R4	変位計
		X	R5	
D11 (M=20)	X	X	22	加速度計
		X	R2	
		X	R4	
		X	R5	
D16 (M=75)	X	X	22	加速度計
		X	R2	
		X	R4	
		X	R5	
D3 (M=2.5)	Y	Y	12	変位計
		Y	13	
		Y	22	
		Y	R1	
D8 (M=7.5)	Y	Y	R2	変位計
		Y	R3	
D13 (M=20)	Y	Y	22	加速度計
		Y	R1	
		Y	R2	
		Y	R3	
D18 (M=75)	Y	Y	22	加速度計
		Y	R1	
		Y	R2	
		Y	R3	
D4 (M=2.5)	Y	Y	12	変位計
		Y	22	
		Y	R2	
		V	14	
D9 (M=7.5)	Y	V	15	変位計
		V	R4	
D14 (M=20)	Y	Y	12	加速度計
		Y	22	
		Y	D3 シリーズに同じ	
		Y	22	

* X, Y: 水平方向 V: 鉛直方向



約 40% 大きくなっている。Y 方向は、両妻側の耐震壁の剛性を壁脚固定とし、スラブが完全に水平力を伝達するものとして計算を行っているが、実際には、弾性変形の 20% 程度のロッキングを生じていることおよびスラブ面内の曲げ変形により両妻側の耐震壁に完全には力が伝達されていないこと等の理由により実験より得られた固有周期は計算値の 2 倍以上の値を示している。なお、Y 方向の架構をフレームだけとした場合の固有周期は約

報 告

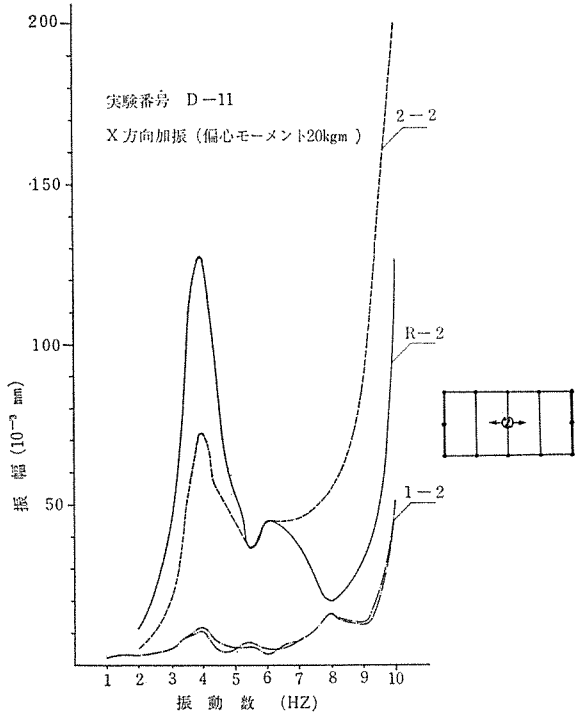


図-4 X方向加振時各階中央の共振曲線

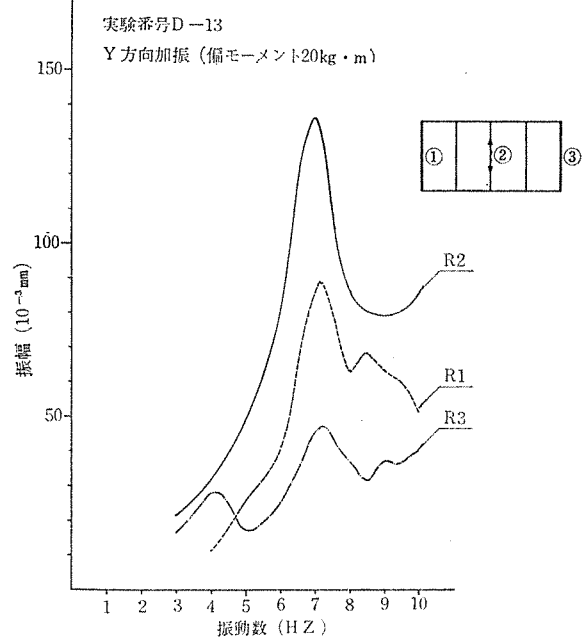


図-6 Y方向加振時R階中央および端部の共振曲線の比較

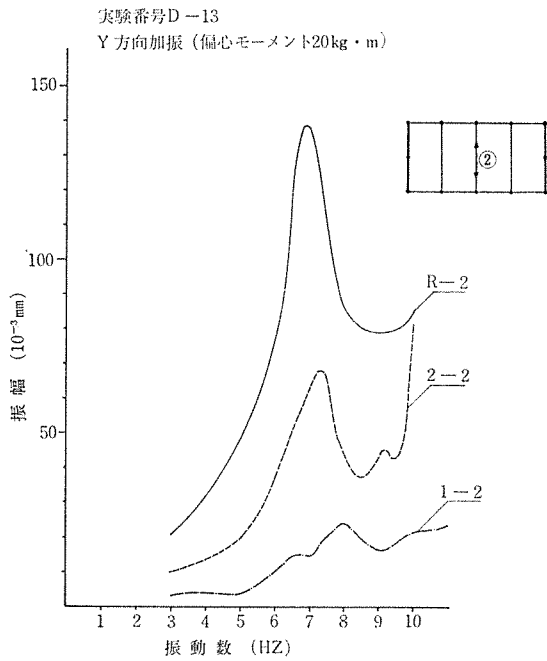


図-5 Y方向加振時各階中央の共振曲線

表-3 共振周期と減衰定数

偏 心 モーメント	X 方 向			Y 方 向		
	共 振 周 期		減 衰 定 数	共 振 周 期		減 衰 定 数
	T ₁	T ₂		T ₁	T ₂	
kg・m	sec	sec		sec	sec	
2.5	0.25	0.09	0.13	0.14	0.09	0.07
7.5	0.25	0.09	0.14	0.14	0.09	0.06
20	0.25	—	0.12	0.14	—	0.10
75	0.28	—	0.09	—	—	—
計 算 値*	0.35	0.15		0.06	0.043	

* 基礎固定としたときの値

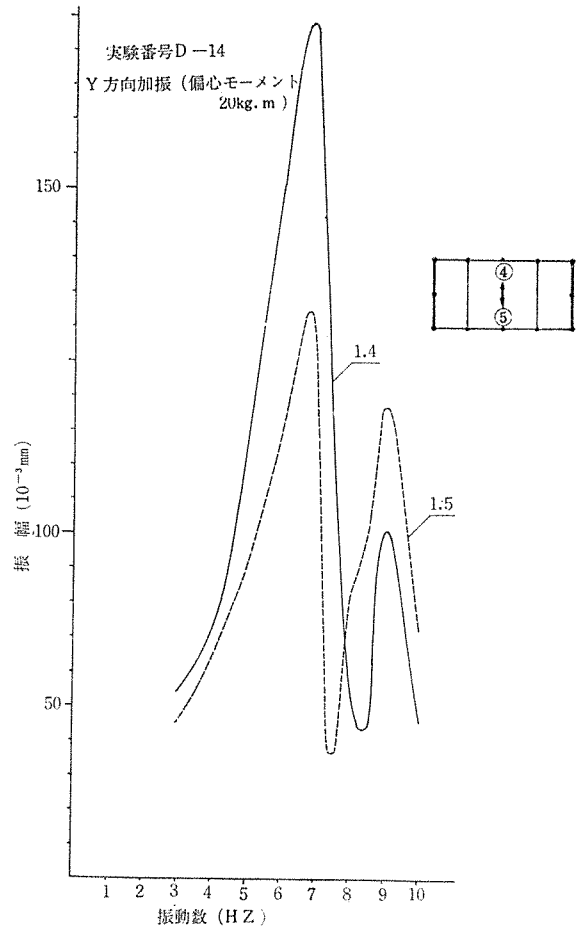


図-7 Y方向加振時1階の上下動の共振曲線

0.4 秒である。

b) 振動モード 測点②での共振曲線の共振点で鉛直方向の変位分布を求めると図-8となる。また、スウェイ比，ロッキング比，弾性変形比を表-4に示す。X方向ではスウェイ比が20%程度，Y方向ではスウェイ比が40%，ロッキング比が15~20%程度となっている。

また，図-9には，測点②の変位を1とした場合の床スラブの変形状態を示す。Y方向に加振した場合には，中央の変形量に対して両端の変形量は6~8割程度となっている。

c) 常時微動測定結果 R階中央(測点②)で測定した常時微動のパワースペクトルを求めれば図-10となる。これによるとX方向のピークは $T=0.27$ 秒，Y方向は $T=0.33$ 秒である。起振機による振動実験結果によれば，X方向の共振周期は $T=0.25\sim 0.28$ 秒，Y方向のそれは $T=0.14$ 秒となっている。X方向に関しては常時微動周期と起振機による振動実験周期は一致しているが，Y方向については異なっている。この理由は，建物Y方向の周期が短いため，地動によってあまり刺激されず，地動の特性が優勢に現われて，建物自体の

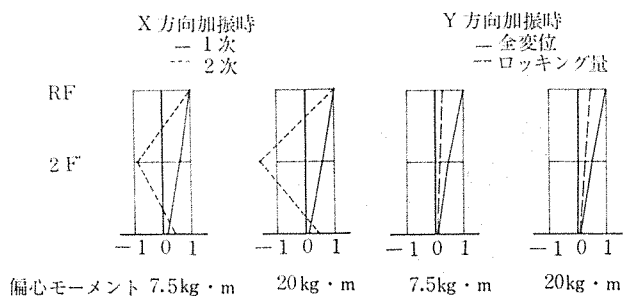


図-8 鉛直方向変位モード

表-4 スウェイ，ロッキング，弾性変形比

偏 心 モーメント	X 方 向			Y 方 向		
	スウェ イ比	ロッキ ング比	弾 性 変形比	スウェ イ比	ロッキ ング比	弾 性 変形比
2.5 kg·m	—	—	—	0.11	0.15	0.74
7.5	0.21	—	0.79	0.12	0.16	0.73
20	0.09	—	0.91	0.11	0.39	0.50
75	0.17	—	0.83	0.14	0.23	0.63

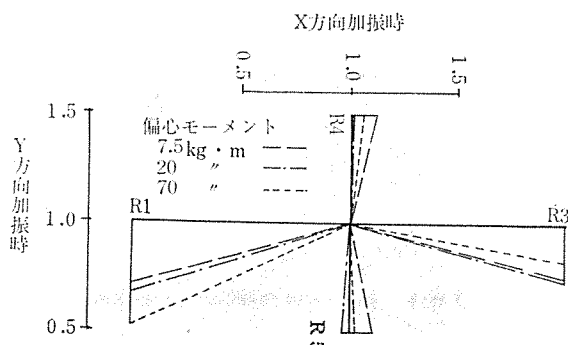


図-9 水平方向変位モード

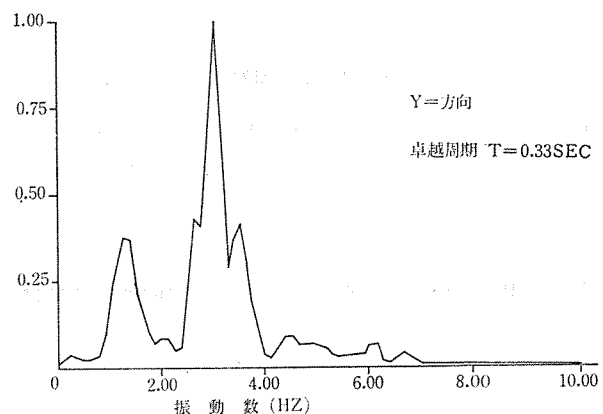
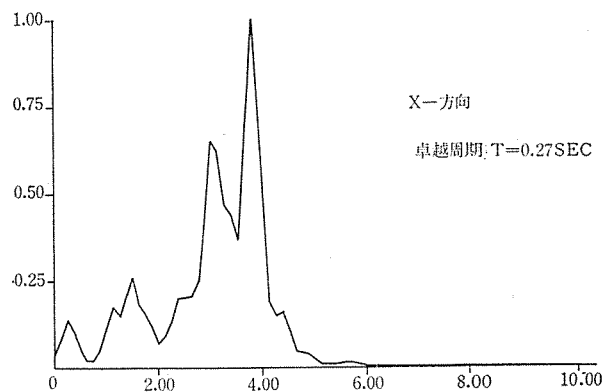


図-10 常時微動パワースペクトル

特性を埋めてしまったためである。

4. 水平加力実験

(1) 実験の概要

a) 加力方法 強制振動実験を終了した建物から，中央部のはり間方向の1フレームを切り出し，水平加力実験を行った。図-2に示したように，柱と加力点治具の間にそう入したジャッキを押し広げることによりフレームに加力し，反力は，加力点治具および反力点治具を結ぶ4本のPC鋼棒(3種，33φ)を介して反力フレームに伝えた。なお，加力位置は，反力フレームX方向の2階床上の腰壁を残す必要があったので，2階床はり芯から1730上った位置とした。



写真-1 試験フレーム

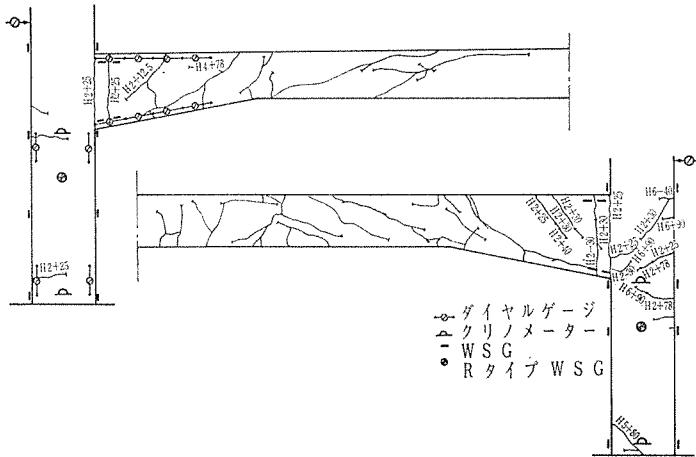


図-11 水平加力実験きれつ図

b) 測定項目 測定項目および測定方法は次のとおりである。なお、計測機器の取付位置は 図-11 に示す。

水平変位の測定：試験フレームの外側に設けた測定用足場に 10^{-3} mm のダイヤルゲージを取付け、2階はり上の水平変位を測定した。また、トランシットとスケールを用いて、試験フレームおよび反力フレームの水平変位を測定した。

コンクリート表面ひずみ：単軸（32点）およびロゼットタイプ（4点）の抵抗線ひずみ計により測定した。

断面回転角：はりおよび柱の縁近くにホールインアンカーを 50 cm 間隔で打込み、これにダイヤルゲージを取付けて、断面回転角の測定を行った。

柱の回転角：柱頭、柱脚にクリノメーターを取り付け測定を行った。

c) 加力段階 加力スケジュールは表-5 に示すとおりである。正負繰返しに加力を原則としたが 80 t 以上の荷重では、加力装置の故障で正荷重のみの繰返し加力とした。本建物の加力方向は両妻に耐震壁があり、設計上は、この耐震壁に全地震力を負担させ、PC造フレームには余力として、全地震力の 20% を負担させているに過ぎないので、設計用地震力に相当する荷重は 12.5 t と非常に小さい。

表-5 加力スケジュール

加力記号	最大荷重 (t)		繰返し回数
	公称荷重	実荷重	
H ₁	± 12.5	± 12.0	—
H ₂	± 30	± 28.5	2
H ₃	± 60	± 65~61.7	2
H ₄	± 80	± 81.5	4
H ₅ ~H ₈	+140	+132	0-60-0-80-0-110-0-140
H ₉	+150	+141	1
H ₁₀	+150	+141	1

(2) 実験結果

a) きれつ発生状況 図-11 にきれつ発生状況を示す。試験体の一部、特にはり部材には、解体作業によって相当きれつを生じており、スパン中央部の斜めきれつはほとんど解体時に生じたものである。

荷重約 25 t で柱頭部およびはり端部に 曲げきれつが生じた。なお、柱脚部のきれつは、フーチング付根より 60 cm 上りのところに一階床コンクリートがあるため、直接観測できなかったが、荷重の増大とともに、床スラブ下から斜めきれつが進展してきて、写真-2 に示すようなきれつが観測された。

はりの曲げきれつは、そのほとんどが柱とはりの接合部に集中し、荷重の増大とともにきれつ幅は著るしく増大し、最大荷重時には、きれつ幅は約 2.5 cm に達した（写真-3 参照）。なお、最大荷重時には、柱-はり接合部と定着部の間ではりの緊張材の 1 本が破断したもの

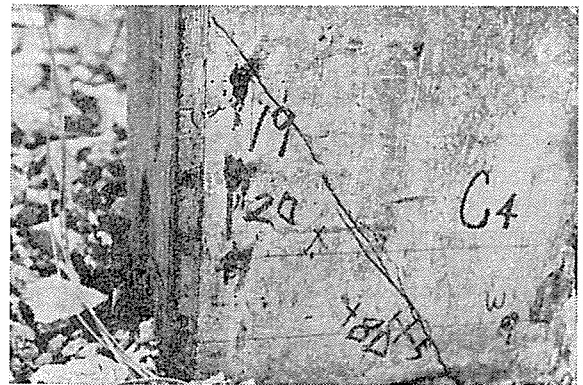


写真-2 柱脚きれつ状況



写真-3 はり端きれつ状況

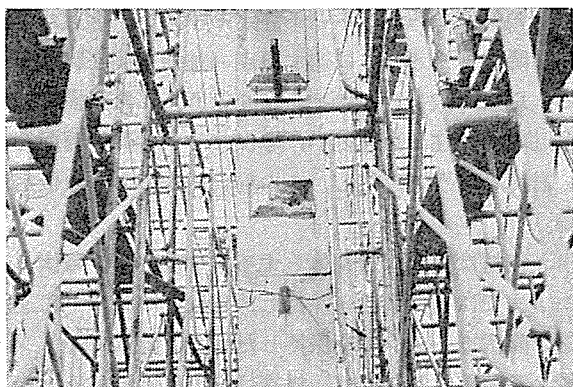


写真-4 はり PC 鋼棒定着部被覆コンクリートのはく落

と思われ、写真-4 に示すように、定着部の被覆コンクリートがはく落した。

b) 変形性状 図-12 に2階床位置で測定した水平変位と荷重との関係を示す。2階床位置の水平変位の最大値は約 11.1 cm であり、1階柱部材角にして約 1/40 であった。

図-13 には2階床位置で測定した水平変位の包絡線と計算値との比較を示す。計算値に次のような方法で求めたものである。

1) 柱脚は 図-14 に示す G-G' 断面で固定とする。

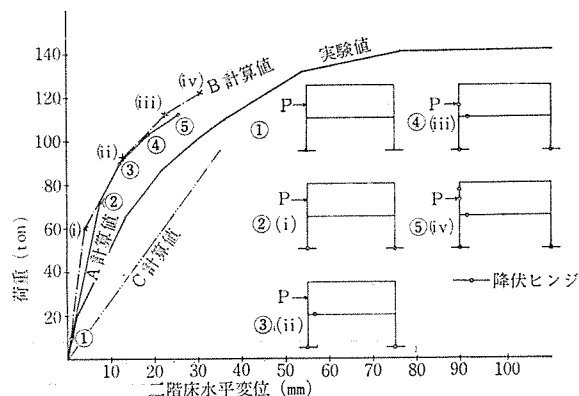


図-13 水平変位計算値と実験値の比較

2) 剛域は 図-14 に示すように仮定する。

3) 応力解析は軸方向変位を考慮したフレーム解析による。

以上の仮定に従って弾性モーメント分布を求めると、図-15 に示す如くである。ただし、フレームには、組立後のコンクリートのクリープおよび乾燥収縮によって、不静定モーメントが元応力として存在していたことが予測される。そこで、この不静定応力を次のような仮定に基いて略算した¹⁾。

4) クリープ応力としてははりの材長短縮による応力

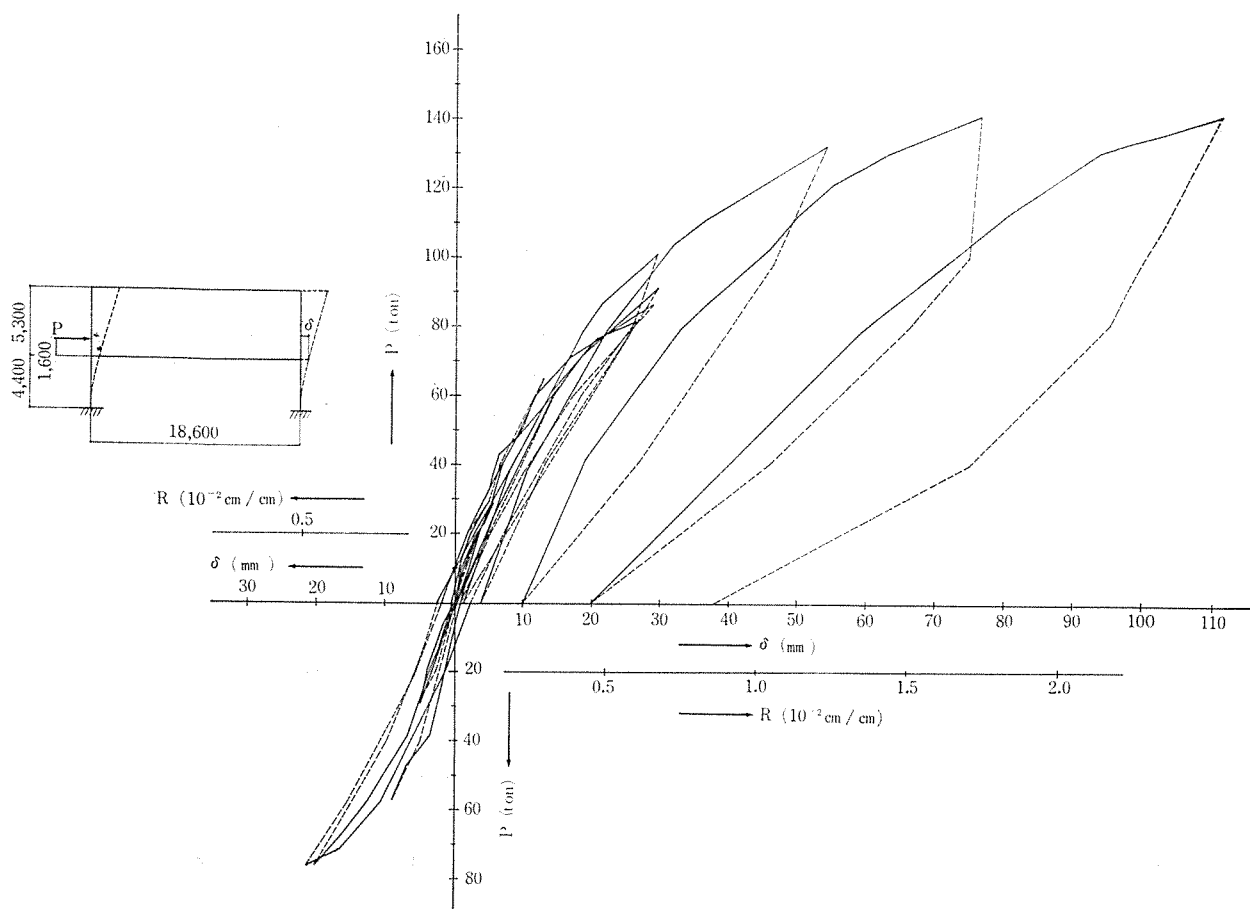


図-12 荷重-変位曲線(2階床位置)

のみを考える。

5) はり部材コンクリートの組立後の自由クリープ変形を $6 \times 10^{-4} l$ とする。

6) 応力緩和率 $\phi=2$ とする。

計算結果は 図-16 に示す。

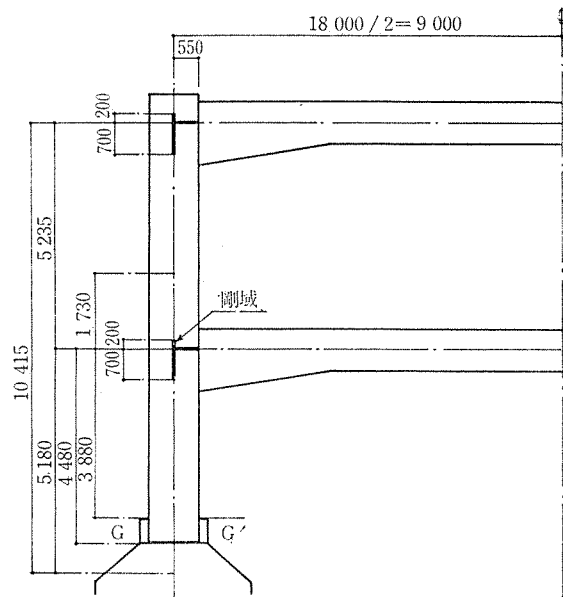


図-14 試験フレームのモデル化

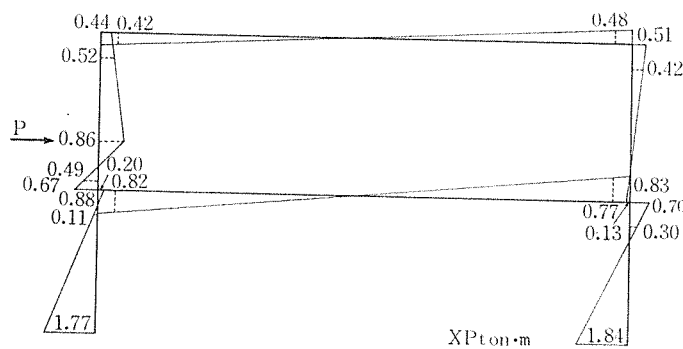


図-15 弾性モーメント分布

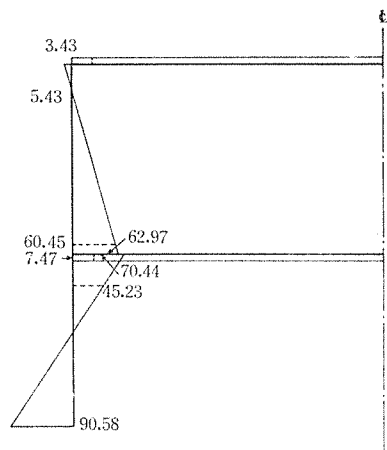


図-16 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による不静定モーメント

上記の弾性モーメントと不静定モーメントを重ね合せ最初に降伏モーメントに達する点(加力点側柱脚)を求める。以後降伏した点にヒンジをそう入した架構について同様な弾性計算を行い、順次ヒンジの発生箇所を求め、計算を行う。ただし、この場合、次のような仮定をする。

7) 部材は完全弾塑性体とする。すなわち、降伏モーメントまでは初期剛性を保持し、降伏モーメントに達すると、降伏モーメントを保持したまま、降伏モーメントを越える荷重に対しては、材端は自由に回転する。

8) 部材の降伏モーメントは、緊張材の降伏荷重(0.2% 永久伸びに対する荷重)をもとに計算する(各部材の降伏モーメント計算結果は表-6 に示すとおりである)。

図-13 に示したA計算値は、上記5), 6) の仮定によりコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による不静定モーメントを考慮した場合、B計算値はこれを考えない場合、C計算値は、上記不静定モーメントを考慮せず、かつ、始めから両柱脚をピンと仮定した場合を示す。

荷重が 20 t までは、変形の実験値と柱脚剛とした計算値はよく一致する。荷重が 20 t を過ぎると実験値の方が大きくなり、B計算値の柱脚降伏荷重計算値に相当する荷重 59.9 t では、実験値は計算値の約 2 倍の値を示す。

変形の実験値と計算値の荷重 20 t 以後に生ずる差異の原因としては次のようなことが考えられる。

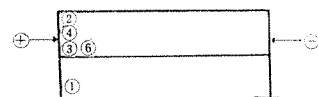
① 計算上各部材は完全弾塑性体と仮定しているが、実際には荷重の増大に伴って剛性低下を生ずること。

② 計算上柱脚は G-G 断面で完全固定としているが、実際には地中ばりがないために、フーチングが回転を生ずると思われること。

ところで有効プレストレスを導入時の 85 % と仮

表-6 降伏モーメント

部材	断面位置	降伏モーメント (t·m)
柱	1階 柱脚 ①	+108.2
	柱頭 ②	+116.0, -197.0
	2階 柱脚 ③	+168.0, -265.0
	加力点 ④	+155.0
	柱頭 ⑤	+109.0, +301.0
はり	2階 はり端 ⑥	+113.3, -350.4



定して、柱脚のきれつモーメント（左右柱の平均）を計算すると $P=37.8t$ となる。きれつ発生から降伏まで柱部材の剛性が直線的に低下するものとし、反曲点高が弾性時と変わらないものとして柱脚降伏時 ($P=60t$) の変形を計算すると約 1.46 cm となり、実験値 ($1.2\sim 1.4\text{ cm}$) を上まわる値となる。一方最初から柱脚がピンであると仮定して求めた変形の弾性計算値は 図-13 のC計算値で示されるように、 $P=60t$ で実験値の約2倍となる。以上のことから、実験値と計算値の差は主として部材の剛性低下によるもので、基礎の回転はほとんど生じていないと考えてよいようである。

c) 材端回転角 ダイアルゲージ (検長 50 cm) またはクリノメーターの測定結果より求めた、柱およびはりの材端回転角の代表例を 図-17 に示す。同図には b) で述べた仮定に従って求めた材端回転角の計算値を合せて示した。低荷重では実験値と計算値はよい一致を示すが、荷重の増大にともなって、実験値の方が大きくなる。これは b) でも述べたように計算では部材を完全弾塑性と仮定しているが、実際には荷重の増大にともなって部材の剛性低下が起るためである。

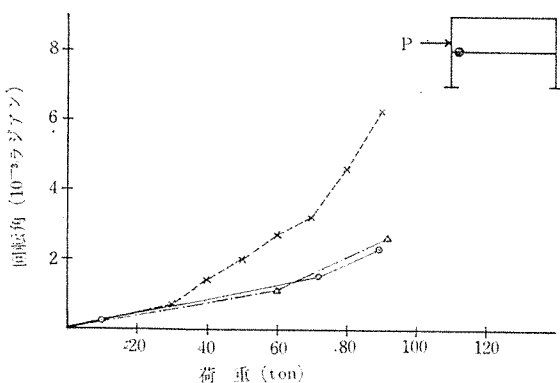
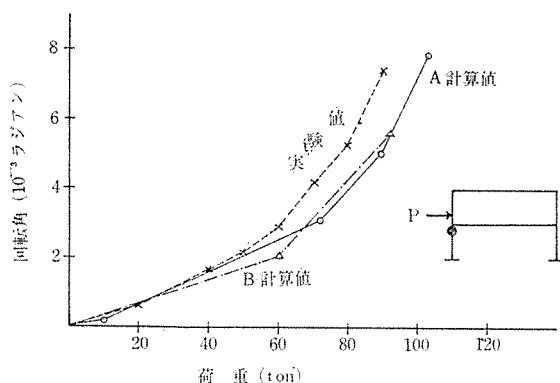


図-17 荷重—材端回転角曲線

d) 柱の反曲点 コンクリート表面に貼付したWSGより求めた柱の圧縮ひずみ分布より反曲点高比を求めると 図-18 のようになる。加力側の柱 C_{11} では不静定モーメントを考慮したA計算値の方が、また、非加力側の柱 C_{12} では不静定モーメントを考慮しないB計

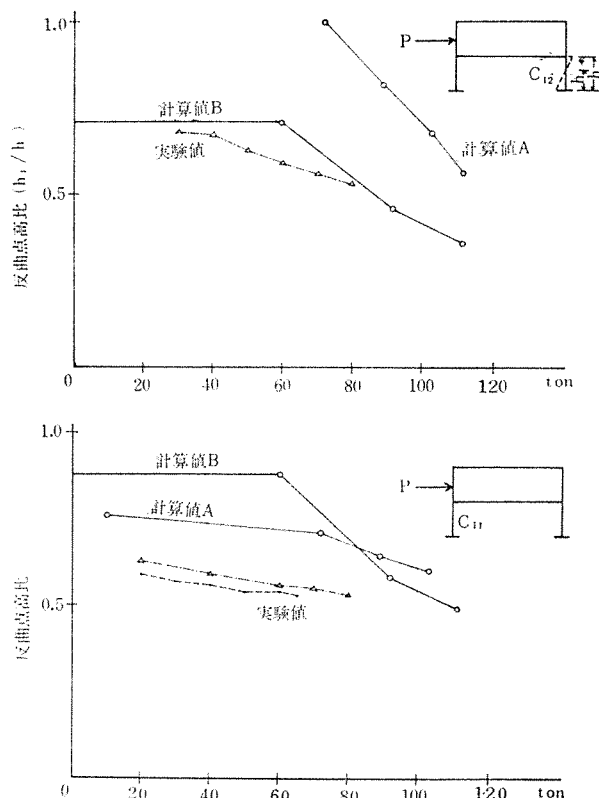


図-18 柱の反曲点

算値の方が実験値とよい一致を示す。加力側の柱脚のみが基礎の回転により低荷重の状態からピン状態にあったと想定すれば、実験結果はB計算値で説明がつくが、本実験では、基礎の回転を直接測定できなかったので、これ以上のことは解らない。

5. 地震応答解析

(1) PC 構造物の履歴特性

本建物のように柱にもプレストレスが導入された構造物の場合には、 図-12 に示した荷重—変形曲線からも明らかなように、鉄筋コンクリート造建物に比べて、残留変形が小さくなるため、履歴減衰が小さくなり、動的応答に不利な影響を与えるといわれる。そこで、本実験をもとにして、残留変形 δ_m が最大変形 δ_m の一次関数として $\delta_{res} = \alpha \cdot \delta_m$ という形で与えられるようにモデル化して α をパラメーターとして応答解析を行った。

図-19 に、その一般的モデル図を示すが、これは次のようなルールによっている (図中の矢印を参照)。

- ① 0—1 間は弾性
- ② 点1を越えると第2勾配にのり、点2で速度が逆向きになったら
- ③ 点3へ向う。3の点は $\overline{OC} = \alpha \cdot \overline{AE}$ によって定める。
- ④ 点3を越えると負荷重の最大経験点4へ向う (最

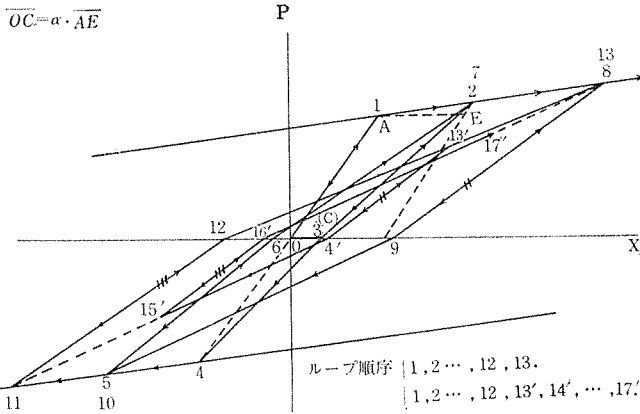


図-19 PC造のP-dモデル

初は弾性限点)。

- ⑤ 点4を越え速度が逆向きになったら(点5)。
- ⑥ 点6へ向う。点6は③項にならって定める。
- ⑦ 最大経験点, 点13へ向う途中でもどるとき(点13')

は, 最大経験点からのもどり(13-9)に平行にもどる。
 $\alpha=0$ とすると原点指向型の履歴特性モデルになる。

(2) 応答解析による検討

応答モデルとしては表-7に掲げる2つを対称とし

表-7 応答モデル

		m (t)	K_1 (t/cm)	Q_y (t)	$R=K_1/K_2$	減衰定数 $h(\%)$	周期 (sec)
case A	2F	97	23.4	144	0.06	5	0.525
	1F	112	50	123	0.06	5	0.229 (2次)
case B	2F	97	40.6	48	0.1	5	0.399
	1F	112	86.7	56	0.1	5	0.174 (2次)

表-8 計算結果

モデル	復元力特性 入力地震波	バイリニア		$\alpha=1.0$		$\alpha=0.5$		$\alpha=0.2$		$\alpha=0.0$	
		変位 cm	塑性率	変位 cm	塑性率	変位 cm	塑性率	変位 cm	塑性率	変位 cm	塑性率
		CASE A	TOKYO 101	3.18	0.311	3.18	0.311	—	—	—	—
	NS 200 gal	1.31	0.533	1.31	0.533	—	—	—	—	—	—
	EL CENTRO	7.26	0.730	7.26	0.689	7.48	0.709	7.66	0.721	7.78	0.725
	NS 300 gal	3.15	1.280②	3.15	1.280②	3.15	1.280②	3.34	1.359③	3.69	1.501③
	十勝沖広尾	1.96	0.213	1.96	0.213	—	—	—	—	—	—
	NS 200 gal	0.92	0.372	0.92	0.372	—	—	—	—	—	—
CASE B	TOKYO 101	1.65	0.717	1.65	0.717	—	—	—	—	1.65	0.717
	NS 200 gal	0.81	1.251①	0.81	1.251①	—	—	—	—	0.81	1.251①
	EL CENTRO	3.21	1.094③	3.32	1.033①	3.57	1.291②	4.58	1.473②	5.28	1.665③
	NS 300 gal	2.34	3.630⑩	2.43	3.761③	2.47	3.824④	2.99	4.627⑤	3.37	5.218⑤
	十勝沖広尾	2.15	1.057②	2.10	1.035②	—	—	2.13	1.057②	—	—
	NS 200 gal	0.90	1.392③	0.87	1.350③	—	—	0.88	1.357③	—	—
	十勝沖広尾	2.62	1.318⑤	2.24	1.096②	2.47	1.214②	2.59	1.255②	2.67	1.272③
	NS 300 gal	1.07	1.661⑨	1.02	1.574③	1.05	1.618④	1.14	1.770④	1.23	1.910④

上段は2F, 下段は1F ○内は降伏回数

た。水平加力実験から得られた7層の荷重-変形曲線と応答モデルの関係を示すと図-20の如くである。質点の重量は, R階 600 kg/m², 2階 700 kg/m²とし, フレームの負担床面積(約 18 in×9 in)から算出した。 α は 1.0, 0.5, 0.2, 0とし, 参考のために, 普通のバイリニア型履歴特性の場合の計算も行う。

入力地震波は

TOKYO 101	NS 200 gal
EL CENTRO 1940	NS 300 gal
十勝広尾	1968 NS 200 gal
"	300 gal

の4種を考えた。

表-8に計算結果を示す。ELCENTRO 300 galの場合の変位応答値を図-20に示してある。

これ等の計算結果によれば, α が小さくなると一般に応答が若干大きくなるという傾向がみられる。これは, 普通, バイリニアモデルが一番履歴面積が大きく, さらに $\alpha=1.0 \rightarrow 0$ と小さくなるほど, 履歴面積が小さくなり, その結果履歴減衰が次第に小さくなるためであろうと考えられる。

以上プレストレスの効果を復元力特性に取り入れて計算した結果は, 上記の如く, 応答が大き目にするという傾向を示している。地震応答問題だけを取り上げて考えると, むしろPC構造は一般のRC構造よりも不利にみえるが, 必ずしもこれだけの結果では判断できない。その理由として次のようなことがいえる。

1) PC構造物とRC構造物の復元力特性を残留変形の大小のみによってモデル化し比較検討することは必ず

しも適切でない。PC構造の場合には, 最大耐力以後大変形を受けた後でも, 安定した復元力特性を示し, 繰返し加力による構造的な劣化の程度は, RC構造物に比べて少なくなると考えられるが, このような特性が本解析で用いたモデルでは必ずしも適切に表現されていない。

2) 入力地震波によっては, 普通のバイリニア型モデルでは, 一方向へのドリフトが考えられるが, PC構造型の復元

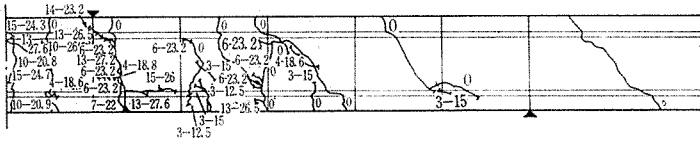
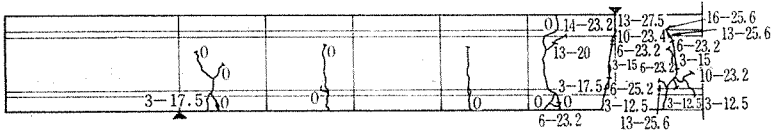


図-23 ばり曲げ試験き裂つ図

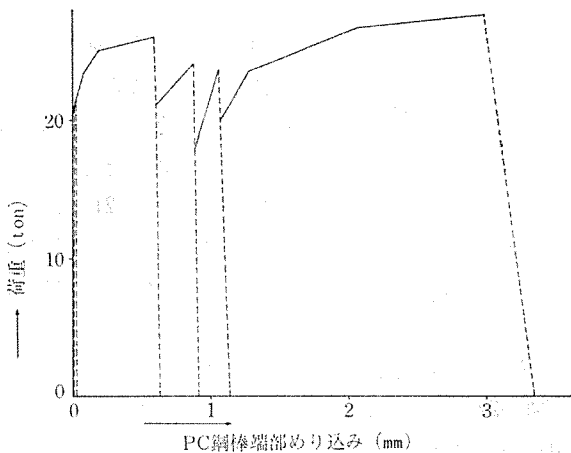


図-24 小ばり曲げ試験—鋼棒端部めり込み

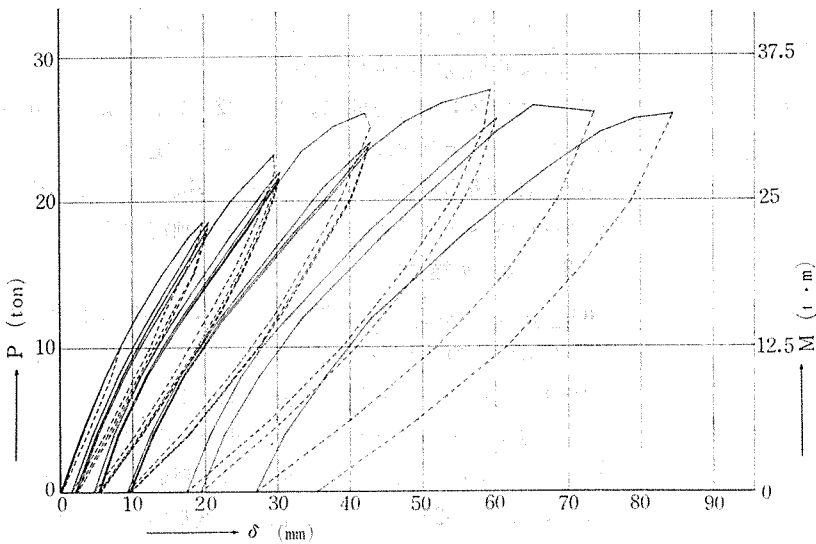


図-25 小ばり曲げ試験—荷重・たわみ曲線

表-9 10φ×15 コンクリートコア—試験結果

圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (10 ⁵ kg/cm ²)	圧縮強度時ひずみ(%)	引強強度 (kg/cm ²)
432.2	4.41	2.42	29.0
402.1	4.23	2.14	26.8
406.0	4.06	2.12	—
平均 413.4	4.23	2.21	27.9

の有効率 η は約 47% となる。有効率がこのような小さな値になったのは、解体時に断面を貫通するひびわれが発生したためかなりのプレストレスが失われたためと考えられる。

2.で述べた材料特性をもとに、PC鋼棒の 0.2% 降伏点応力から、終局耐力を略算すると 26.7 t となり、実験値 (27.6 t) が若干計算値を上まわっている。

最大耐力時のスパン中央のたわみは約 6 cm (部材角で約 1/60)、最大変形時(スパン中央のたわみ約 8.5 cm,部材角で約 1/40) の耐力低下は約 5% であった。

7. 材料試験

(1) 試験体

6.で述べた2階床小ばりの1本から、コンクリートコアドリルにより10φシリンダーを5本およびPC鋼材を4本採取し材料試験を行った。

(2) コンクリート

コアドリルで採取した試験体のうち、3本を圧縮試験に、2本を割裂試験に供した。試験結果を表-9に示す。設計基準強度は 500 kg/cm² であるが、実験から得られた圧縮強度は 413 kg/cm² であり、設計基準強度をかなり下まわっていた。弾性係数が 4.23×10⁵ kg/cm² と圧縮強度に対してかなり大きい値を示している。

(3) PC 鋼棒

a) 試験片の外観 試験片は、長さ 1.2 m 2本および 4.1 m 2本 (中央部にカップラー付き) であり、いずれもシースに被覆された状態であったが、写真-5に示すように、長短試験片のそれぞれ1本ずつは、シース内にグラウトが充填されておらず、残りの1本にはグラウトが充填されていた。

PC鋼棒の表面は、グラウトなしの鋼棒では表面にうすさびが発生していたが、ピッチングは全く認められなかった。また、グラウトの付着していた鋼棒は、さびもなく、表面は全く異常がなかった (写真-6)。

b) 引張試験 表-10に 1.2 m の試験片について行われた引張試験結果を示す。本PC鋼棒は、昭和 32年 3月 5日神戸製鋼所脇浜工場において、東京都建築局指導部他の立合のもとに試験が行われており、表-10

表-10 PC 鋼棒 φ 23 mm 試験結果

種 別	線 径	破 断 荷 重 kg(kg/mm ²)	0.02% 弾性限荷重 kg(kg/mm ²)	-0.2% 降伏荷重 kg(kg/mm ²)	伸 び GL=8d (%)	弾 性 係 数 (10 ⁶ kg/cm ²)	
採取試験片	グラウトなし	23.4	42 400 (98.6)	30 500 (70.9)	38 400 (89.3)	3.5	1.995
	グラウトあり	23.35	42 300 (98.8)	28 800 (62.2)	38 000 (88.7)	3.2	1.860
出荷時立合結果		23.35~23.38	41 600~42 500 (97.0~99.0)	—	(85.7~87.5)	3.5~5.4	1.860~1.900

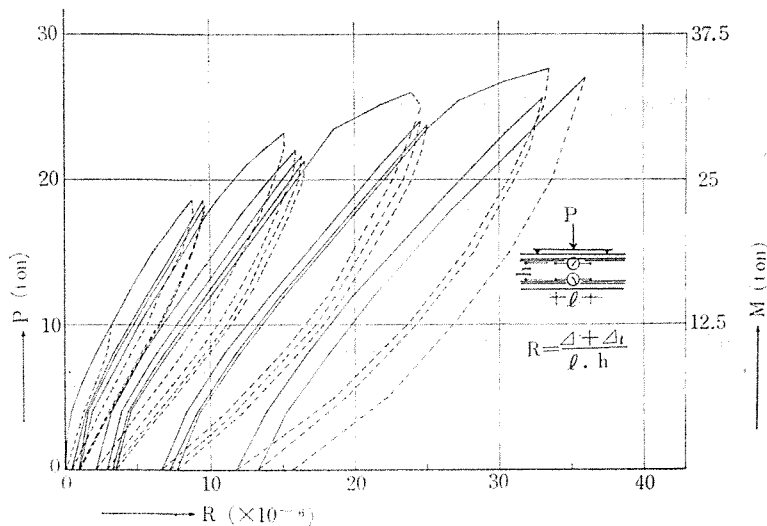
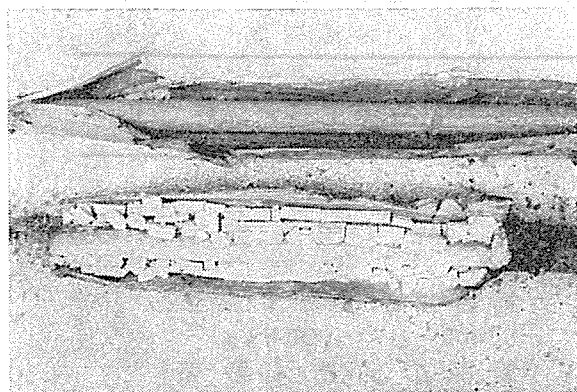


図-26 小ばり曲げ試験一荷重・回転角曲線

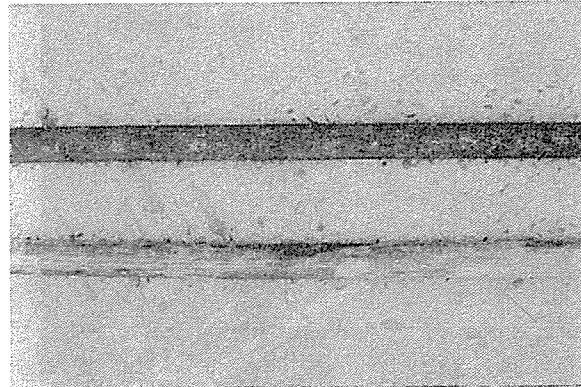
測定時間 10 時間

レラクセーション試験結果を図-27 に示す。10 時間後のレラクセーション値は、初荷重を 30 500 kg とした場合が 3.1%、初荷重を 26 950 kg とした場合が 3.6% であった。本 PC 鋼棒の出荷時のレラクセーション値は不明であり、使用前と使用後のレラクセーション値の比較はできないが、現行 JIS G 3108-1971 において、本 PC 鋼棒に相当する A 種 1 号 80/95 の径 23 mm の P 鋼棒の初荷重を 規格降伏荷重の 80% としたときのレラクセーション値 0.6% と比較すると、本実験が



上: グラウトなし
下: グラウト付着

写真-5 PC 鋼棒シース内の状況



上: グラウトなし
下: グラウト除去

写真-6 シースおよびグラウトを除去した PC 鋼棒

には立合試験結果も示してある。グラウトされていたのも、されていないものも、長期間コンクリート中で使用されていたことによる引張特性の劣化は特に認められなかった。

c) レラクセーション試験 レラクセーション試験は、中央にカップラーを有する長さ約 4.1 m の試験片 2 本を図-27 に示すように全長 3.35 m に切断後両端転造でねじ切りした後下記の条件で行った。

- 初 荷 重 30 500 kg (実降伏荷重の 80%)
- 26 590 kg (規格降伏荷重の 80%)

ら得られたレラクセーション値は著るしく大きい。本試験片はカップラー付であるので、その影響とも考えられるが、詳細にはなお検討の余地がある。

7. あとがき

プレストレスト コンクリート構造がわが国で本格的に用いられるようになってから、すでに 20 年近くを経過している。この間、建築の分野では期待されたほどには普及していないのが現状であろう。その原因としては、さまざまな問題が指適できようが、耐震安全性の観点か

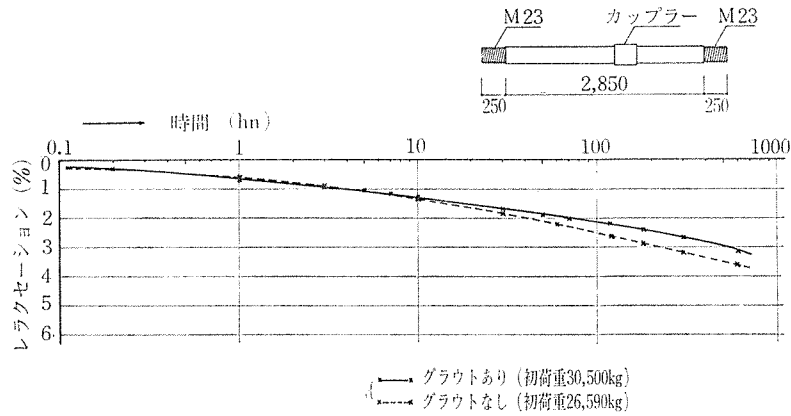


図-27 PC 鋼棒 23 mmφのリラクセーション曲線

ら、いまだ多くの解決すべき問題が残されていることもその原因の1つであろう。今回の実験が、将来のPC構造の発展のために、多少とも役立つことになれば、幸いである。

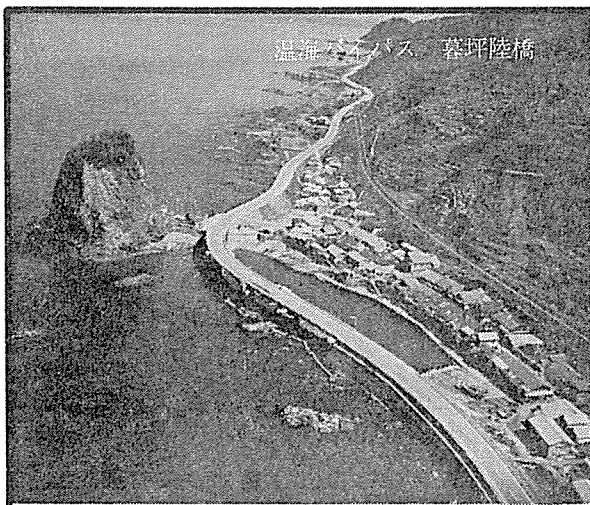
なお、本実験の機会を与えて下さった三輪石鹸株式会社、実験実施に協力して下さった清水建設株式会社、鋼

材関係の実験を引受けて下さった神鋼鋼線工業株式会社はじめ、実験に協力頂いた皆様に、深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 竹本：不静定 ラーメンのクリープ応力略算法，大林組技術研究所報 No. 6, 1972

1974.10.30・受付



プレストレストコンクリート

構造物の設計・施工
(BBRV・フレシネー・SEEE工法)

製品の製造・販売
(けた、はり、パイル、マクラギ、版類)

PC 北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

本 社
札幌支店
東京支店
名古屋支店
大阪支店
仙台営業所
福岡営業所
静岡事務所
広島事務所
美唄工場
幌別工場
掛川工場
京都工場

東京都豊島区北大塚1丁目16番6号(大塚ビル)
札幌市中央区北5条西5丁目2番地(住友生命ビル)
東京都豊島区北大塚1丁目16番6号(大塚ビル)
名古屋市中区錦3丁目2番31号(栄町ビル)
大阪市北区万才町4番3号(浪速ビル)
仙台市本町1丁目1番8号(日本オフィスビル)
東京都豊島区北大塚1丁目16番6号(大塚ビル)
福岡市博多区博多駅前1丁目3番地(八重州博多駅前ビル)
静岡県掛川市富部
広島市立町1番20号(広島長銀ビル)
美唄市字美唄1453の65
登別市千歳町130番地
静岡県掛川市富部
京都市南区久世東土川町6

☎ (03) 918-6171
☎ (011) 241-5121
☎ (03) 918-6171
☎ (052) 961-8780
☎ (06) 313-0751
☎ (0222) 25-4756
☎ (03) 918-6171
☎ (092) 441-9131
☎ (05372) 2-7175
☎ (0822) 48-3185
☎ (01266) 3-4305
☎ (01438) 5-2221
☎ (05372) 2-7171
☎ (075) 922-1181

SEE 工法
その他各種工法



プレストレスト・プレキャストコンクリート

栃木県庁議会棟

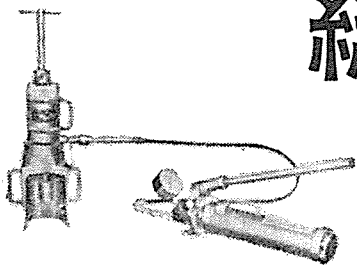
黒沢建設株式会社

取締役社長 黒沢亮平

東京都新宿区三光町25番地 三立ビル TEL 03-356-3573(代)

PC工場 神奈川県秦野市三屋字川原135番地 TEL 0463-75-1324

PC用油圧機器の 総合メーカー



製造元

K.K平林製作所

京都市宇治市槇島町目川8
TEL 宇治(0774) 22-3770番

センターホールジャッキ・モリプラー
PAT.No. 467154

住友 DWジャッキ
PAT.No. 226429

発売元

草野産業株式会社

本社
大阪市東区備後町1丁目11番地
TEL 大阪(261)~8710・8720
東京事務所
東京都千代田区神田錦町3丁目21番地
柴田錦橋ビル TEL (201)~3546