

PC 耐震壁を用いた岐阜市新庁舎

高 田 十 治*
 松 井 克 俊**
 本 郷 智 之**

1. はじめに

昭和 41 年 2 月 1 日しゅん工した岐阜市新庁舎にプレ
 ストレスト コンクリート耐震コアを採用したので、
 その設計とこれに関連して行なった PC 耐震壁の模型
 実験について報告する。

この建物に PC 耐震壁を採用した理由はつぎのとおり
 である。

1) 地階をやめ(岐阜は非常に水量が多い)鉄骨の工
 場加工に並行して、まず中央コアの耐震壁部分のコン
 クリートを打ち上げることによって工期の短縮が考えら
 れる。また単純な形のコア壁のみのコンクリートを打
 つことにより高品質の耐力壁が得られる。

2) 全地震力を中央コアに負担させても PC 耐震
 壁とすれば設計が困難でなく(壁厚は同じ設計荷重なら
 ば RC 壁の半分以下となる)、こうすることによって
 鉄骨のラーメンをごく簡単なものにすることが可能であ
 る。全体的には従来の SRC に比して経済的な設計とな
 り得る。

3) プレストレスを選ぶことによって同じ壁厚で相等
 程度の地震に全くひびわれの生じない設計が可能であり
 またひびわれが生じても外力がなくなれば、ひびわれは
 消失する。

4) プレストレスの導入によって初期剛性(弾性範囲
 内)が大となるから、中程度の地震では建物の水平変位
 は小さくなる。また大地震を受ければひびわれの増大と
 ともに耐震壁の剛性は低下するが、大きな曲げ変形には
 たえられるから十分なエネルギーを吸収してなかなか崩
 壊には至らないはずである。

PC 耐震壁の採用は初めてのことであり、設計に
 は十二分の安全を見込んで臨んだ。幸いに施工でも順調
 に思ったより簡単に進み、実験の結果も予期した耐力は
 確保できたようである。結果的にはもっと簡単な設計で
 よかったと思われる。

この新庁舎は高層部、低層部、付属棟の 3 棟にて構成
 されているが、PC 耐震コアを採用したのは高層部
 であるので、高層部についてのみ報告する。

建家名称：岐阜市新庁舎

建家位置：岐阜市今沢町 18 番地

構造規模：高層部； 地上 8 階，塔屋 3 階

コア； プレストレスト コンクリート
 造

各階床； 鉄筋コンクリート造

各階はり； 内部大ばりと小ばりは鉄骨造

周辺大ばりは鉄骨鉄筋コンクリ
 ート造

各階柱； 鉄骨鉄筋コンクリート造

面 積：敷地面積； 7 585.2 m²

建築面積； 4 049.1 m²(915.3 m²)

延床面積； 17 439.9 m²(7 479.1 m²)

() 内数字は高層部のみの面積である。

高 さ：高層部； 軒高 31 m，最高部高 42.56 m

建築設備：全館空調，客用エレベーター 3 基

人荷用エレベーター 1 基

設 計：日建設計工務株式会社

監 理：岐阜市建築部建築課

施 工：大日本土木株式会社

ピー・エス・コンクリート株式会社

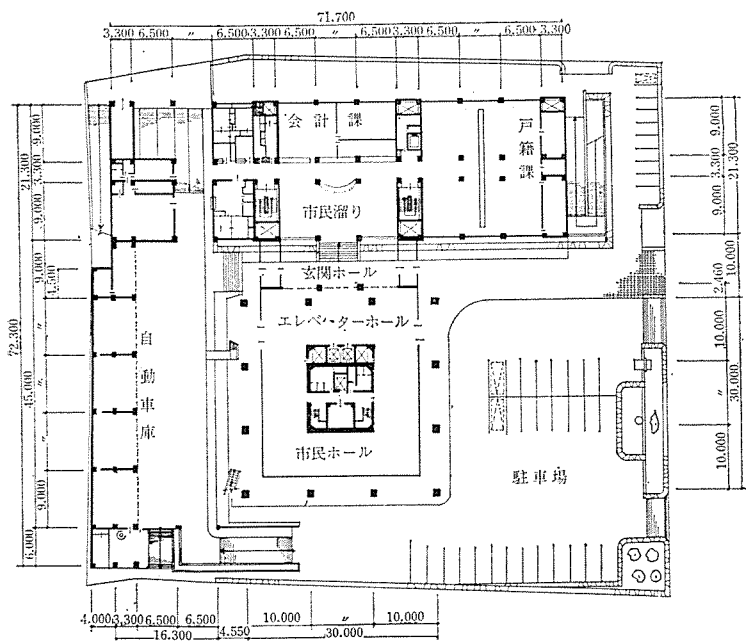
高層部はいわゆる事務棟で、市長公室その他の管理中
 枢部門を収容する。岐阜市は地下水位が浅いため地下階
 を避け、したがって設備機械室は低層部と高層部塔屋に
 設けられた。地盤はほぼ G.L.-1.600~-G.L.2.600 で
 砂礫層が現われ、標準貫入試験の N 値は 30 以上を示
 すよい地盤である。この砂礫層は G.L.-20.000 以深ま
 でも連続している。

全体の構造計画としては、3 棟の形状と配置が複雑な
 ために、各棟間にフリージョイントを設け、各棟を独立
 の建物として設計した。

高層部の構造計画は、図-1 に示すごとく、建家平面
 がきわめて単純明快であるために、簡単かつ素直なもの

* 日建設計工務株式会社 名古屋事務所 構造部長
 ** " " 構造部

図-1 一階平面図



とした。平面は1階から8階まで同じで、中央部に10×10mのコアがある。このコアを設備コアとするとともに構造コアとし、建家の骨格として取り扱った(図-2、3参照)。

この中央コアの下部は井桁状の基礎ばりで外柱と剛結し、地震時に建物全体が一体となってロッキングするように設計した。このためにコアから四方に出ている

図-2

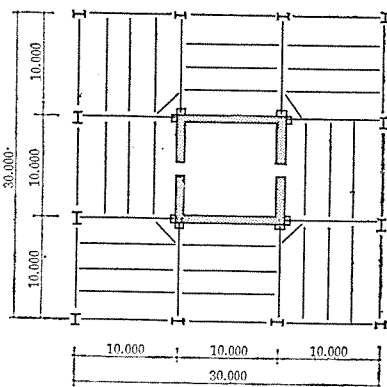
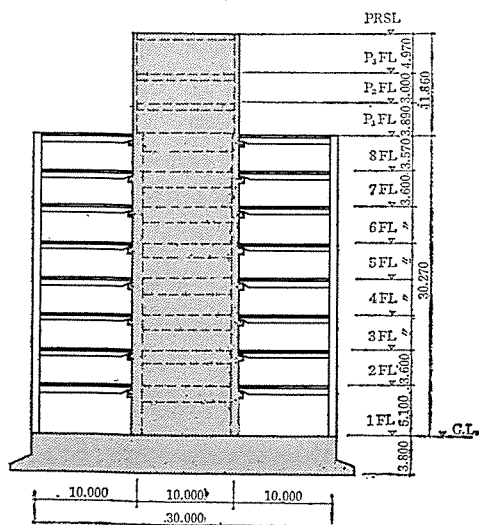


図-3



基礎ばりには最大 708 t のせん断力が生じる。基礎ばりにプレストレスを導入することも考えたが、今回は鉄筋コンクリート造とした。

各階の柱と外周の大ばりは耐火被覆、剛性確保、防水上の収まり等の諸点から鉄骨鉄筋コンクリート造とした。

床を支える各階の小ばりと内側の大ばりは、鉄筋コンクリート造のスラブと鉄骨ばりをスタッド ジベルにて接続した合成構造とした。ただし外側の端部断面に、地震荷重時に負の曲げモーメントが生じる。このときは鉄筋コンクリートスラブは無視して鉄骨のみで設計した。この内側のりは耐火被覆としてトムレックスの吹きつけを行なっている。この内側大ばりのコア側端部は、ピン支持とした。コアの四隅にそれぞれ2カ所のブラケットを設け、その上に大ばりを載せて、アンカーボルトにてブラケットに接合している。したがって内側大ばりのコア側端部には軸方向力とせん断力のみ生じ、曲げモーメントは生じない。

中央のコアは、新しい試みとしてプレストレストコンクリート造とした。コアに全地震荷重を受け持たせる設計とするには、従来は鉄骨鉄筋コンクリート造とするのが一般的な方法であるが、耐震壁に生じるひびわれを防ぐには、壁厚が大きくなり必ずしも経済的でない。

軽微な地震で、ひびわれ発生による剛性の低下が生じたわみが大きくなる。一方 PC 耐震壁は、軽微な地震に対してはひびわれが生ぜず、かつ変形が小さい。大きな地震に対してはひびわれが生じて、剛性が低下し、必要なエネルギーの吸収が生じる。ダクティリティについても、かなり高いことが報告されている。

プレストレスの導入については、鉛直方向のみに PC 鋼材を配して緊張する場合、鉛直水平両方向に緊張する場合、X 字型に斜め二方向に緊張する場合等が考えられた。耐震壁としては、X 字型にプレストレスを斜めに導入するのがよいが、一番施工技術的に困難で、したがって工費が高くなる。鉛直水平両方向に緊張する場合、事情は同じである。工費の点から鉛直方向にのみ緊張することにしたが、数値計算の結果、せん断力と曲げモーメントによって生じる斜張力を打ち消すのに有効であることがわかった。

設計に採用した地震の水平震度は建築基準法の値の 1.5 倍である。耐震壁の設計としては全地震力を負担するものとしたが、変形計算の結果、建家の上部は耐震壁の変形が大きく、外側のラーメンが強制変形を受けたような状態になった。

また5階から上はプレストレスの導入の必要がなかったが、断面の急激な変化を避けるため、7階床まで一部PC鋼材を延ばし、プレストレスを導入した。7階から塔屋屋上までは鉄筋コンクリート造である。コア内部には階段、エレベーターシャフト等があり、いくつかの壁があるが耐震壁と一体にコンクリートを打ち、緊張すると、耐震壁に所定のプレストレスが導入されないので、耐震壁の緊張後、コア内部の壁、床を別にコンクリート打ちした。

PC鋼材は、配筋に便利のようにPC鋼棒を使用した。基礎上端、3階床、5階床にそれぞれジョイントを設け、緊張を行ない、鋼棒をジョイント位置が減少しつつ上へ延長した。PC鋼材の建て方の容易さ、本数の調整、延長方法からみてPC鋼棒が最適であった。

PC鋼棒をシース中に入れ、順次下から上に向かってグラウトした。

2. PC耐震壁の設計

耐震壁は基礎からの片持ばりと考え、かつ一体として働くものとする。曲げモーメントに対しては、コアの四辺の壁を一体として考え、せん断力に対してはせん断力作用方向の二辺の壁のみ考慮し、これと直交するフランジに当る二辺の壁は考えないで計算する。

せん断変形係数 K は1.5とし、開口が壁にあるためせん断変形に対しては剛性低下率を考慮した。なお、応力計算には、コンクリートのヤング係数としては、5階以下で $E_c=300 \text{ t/cm}^2$ を、5階以上は $E_c=210 \text{ t/cm}^2$ を用いた。コア内部の壁の剛性は無視した。耐震壁の変形計算に採用した回転量は、回転角で $1/1000$ である。これは 0.5 cm の基礎沈下量になる。以下に建家重量、せん断力、曲げモーメント、剛度、層間たわみ、全たわみを表-1,2に示す。

さらに図-4,5に図示した。

耐震壁の変形によって、周囲のラーメンに強制変形を与えることになることはすでに述べた。周囲のラーメン

表-1 重量と応力

階	建家重量 (t)	せん断力 (t)	曲げモーメント (t-m)
P3	269.3	87.5	437
P2	382.9	194.5	1022
P1	770.9	316.0	1970
8	2023.0	740.5	4630
7	3127.0	1123.0	8680
6	4265.0	1494.5	14050
5	5403.0	1854.5	20730
4	6541.0	2209.5	28670
3	7679.0	2549.5	37700
2	8825.0	2891.5	48850
1	10192.5	3271.5	66150

表-2 剛度とたわみ

階	剛度 ($\times 10^7 \text{ cm}^2$)	層間たわみ (cm)	全たわみ (cm)
P3	2.36	0.89	7.24
P2	3.94	0.54	6.36
P1	3.94	0.55	5.81
8	7.28	0.66	5.26
7	7.28	0.67	4.60
6	9.10	0.66	3.93
5	9.10	0.66	3.27
4	9.10	0.66	2.61
3	9.10	0.64	1.95
2	9.10	0.62	1.31
1	6.20	0.69	0.69

図-4 重量と剛度

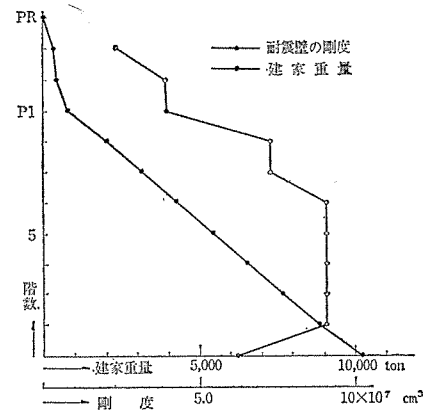
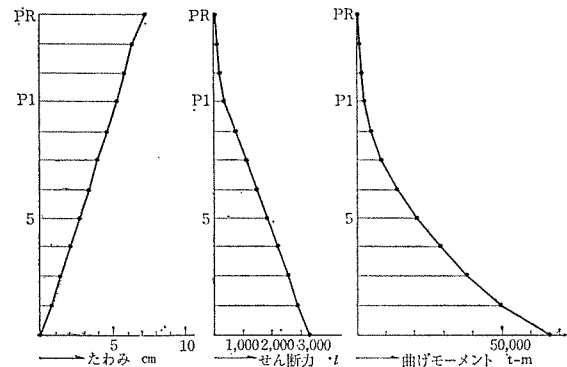


図-5 たわみとせん断力、曲げモーメント



は柱軸方向力の5%をそれぞれの柱にせん断力として作用させているが、上記の耐震壁による強制変形によって生じるせん断力の方が上階では大きい。

耐震壁の強度計算は、曲げ材として曲げ応力の検討をし、PC鋼材の量と配置を定め、その後せん断力の検討として、コンクリートの斜張力を計算した。

(1) PC耐震壁の概要

パーシャルプレストレスングとする。

材令28日のPC部のコンクリート強度 350 kg/cm^2

材令28日のRC部のコンクリート強度 210 kg/cm^2

PC鋼棒 3種 PC鋼棒 $\phi 27 \text{ mm}$ ナット定着

普通鉄筋 SR24 および SD35

有効率 0.85

スランプ PC部 8cm

グラウト 全部につき行なう。

PC工事の工期 アンカーセットから最終グラウトまで約3カ月半。

1階でのPC鋼棒の本数 384本

PC鋼材比(鉛直方向のみ) 1階 1.0%

3階 0.35%

5階 0.175%

鉄筋比(普通鉄筋) 水平方向 鉛直方向

1階 0.27% 0.27%

3階 0.27% 0.27%

壁 厚	5階	0.415%	0.415%
(図-3 参照)	1階	50 cm	
	3階	50 cm	
	5階	50 cm	
	7階	40 cm	

1階での初プレストレスは 65 kg/cm^2 、有効プレストレスは 54 kg/cm^2 となる。同じく1階での地震荷重時のコンクリートの圧縮応力度は 193 kg/cm^2 、引張応力度は 24.5 kg/cm^2 となる。このとき1階でのコンクリートの斜張力は 18.4 kg/cm^2 となる。

またせん断破壊に対する安全率として、斜張力がコンクリートの引張強度に達したときをせん断破壊とみなしそのときのせん断応力度 τ_{cr} の地震荷重時の（水平震度 0.3）平均せん断応力度 τ_a に対すると比を考えると、1.41 となる。平均せん断応力度でなく、最大せん断応力度を考えるとその比は 1.41 から 1.18 となる。ただし最大せん断応力度と平均せん断応力度の比を 1.0 から 1.2 とする。

3. PC 耐震壁の実験

PC 耐震壁は、わが国においてはもちろん世界的にも例が少なく、数例を数えるに過ぎない。わが国では岐阜市庁舎が最初の例と思われる。設計に際して調べたがその力学的性状についてはまったくといってよいほどデータがない。

施工に先立って模型実験を行なって、PC 耐震壁の力学的挙動を調べることにした。

耐震壁に開口があるため、開口補強の設計法を求めるところを実験の目的とすることも考えたが、もっと一般的に導入プレストレスを変化させてみるのが PC 耐震壁の実験として意味があるように考えた。すなわちプレストレスの大小がひびわれ耐力、破壊耐力にどのように影響するかに重点をおいて調べることとした。さらに復元力特性、塑性係数の低下率、じん性率、破壊の性状等を調べることを目的とした。試験体の数が二体と少ないので十分なことはもちろんできないが、実施構造物の導入プレストレスと同程度のプレスト

スを導入した試験体と、もう一つはそれよりプレストレスの少ない試験体とで実験を行なうこととした。

(1) 実験概要

昭和 40 年

2月28日	試験体 No.1	コンクリート打設
3月6日	試験体 No.1	緊張およびグラウチング
	試験体 No.2	コンクリート打設
3月12日	試験体 No.2	緊張およびグラウチング
3月13日	試験体 No.1	載荷実験
14日		
15日		
3月19日	試験体 No.2	載荷実験
20日		
21日		

実験指導 京都大学名誉教授 工博 坂 静雄先生
 京都大学教授 工博 六車 照先生
 京都大学助教授 富永 恵先生

実験企画立案と解析 日建設工務株式会社

実験の実施 大日本土木株式会社
 ピー・エス・コンクリート株式会社

実験場所 名古屋工業大学構内

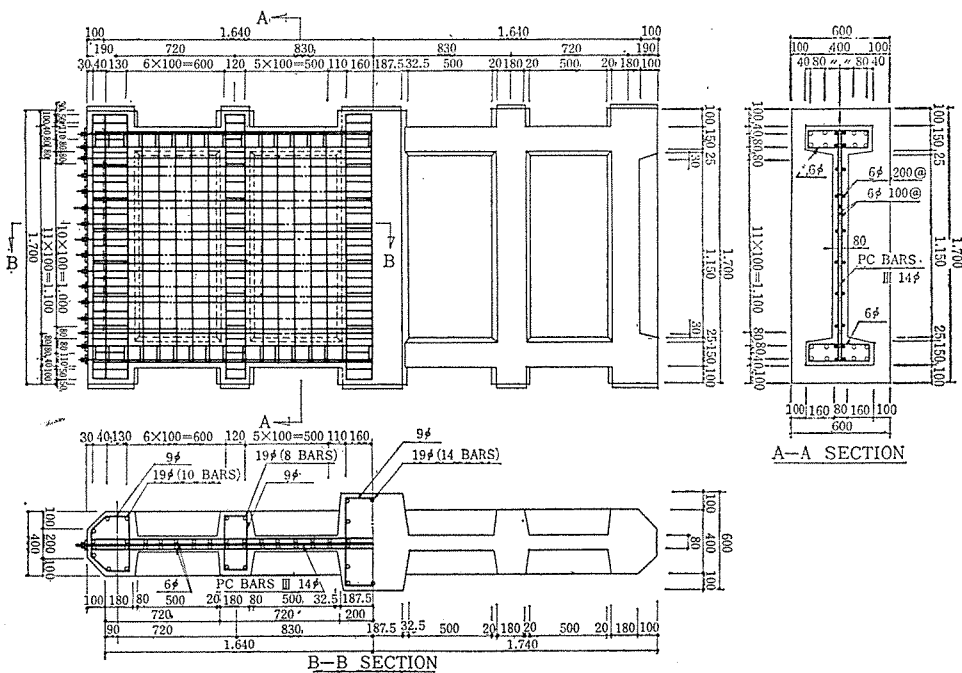
(2) 試験体と実験設備

試験体の数は二体である。形状、寸法については図-6に示す。試験体の大きさは実施構造物の約 1/6 の大きさである。計画プレストレスは異なるが他はすべて共通である（表-3）。

ここに A_c ；断面積

I_c ；試験体材軸に対する断面 2 次モーメント

図-6 試験体設計図



W; 単位長さ当り重量
 I_{co} ; それぞれの軸に対する断面 2 次モーメント

表-3 断面の性質

	A_c (cm ²)	I_c (cm ⁴)	W (kg/m)	I_{co} (cm ⁴)
フランジ部	1 300	5.9×10^6	312	0.0144
ウェーブ部	940	1.08	226	1.08
全 体	2 240	6.98	538	—
縦リブ(外側)	1 060	—	255	(0.023)
縦リブ(内側)	800	—	192	0.023

a) コンクリートに用いた材料

- 1) セメント 小野田早強ポルトランドセメント
- 2) 粗骨材 揖斐川産 サイズ 15 mm
細骨材 粗砂 木曾川産 サイズ 2.5 mm
細砂 長良川産 サイズ 1.2 mm
- 3) 水 井戸水
- 4) 分散剤 日曹マスタービルダーズ株式会社製
ポゾリス No. 5

コンクリートは中部レミコン株式会社製のレミコンを使用した。テストシリンダーによる強度試験は中部レミコン株式会社の担当である(表-4, 5, 6)。

表-4 コンクリートの配合

骨材最大寸法 (mm)	コンクリート			水セメント比 w/c (%)	砂 率 S/A (%)
	圧縮強度 (kg/cm ²)	スランプ (cm)	空気量 (%)		
15	$\sigma_{14}=300$	8	3±1	49	41
コンクリート 1 m ³ の所要材料 (kg/m ³)					
セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂 利 (kg)	ポゾリス No. 5 (kg)	
337	165	760	1 106	1 680	

テストシリンダーは $\phi 150$, $h=300$ のものを 58 個を使用した。静弾性係数はワイヤーストレインゲージにてひずみを測定し、応力-ひずみ曲線から $1/3\sigma$ 法にて求めた。シュミットハンマーによる試験体の反発度測定から求めた材令 15 日の圧縮強度は、試験体 No. 1 については 240 kg/cm^2 , No. 2 については 250 kg/cm^2 でかなり表-5 の値と異なる。

表-5 コンクリートの圧縮強度

打設日	測定事項				材令と圧縮強度 (kg/cm ²)							
	スランプ (cm)	空気量 (%)	気温 (°C)	コンクリートの温度 (°C)	σ_3	σ_7	σ_{10}	σ_{12}	σ_{13}	σ_{14}	σ_{15}	σ_{17}
40. 2. 8	7.0	4.8	8.5	12.3	152	230	259	278	286	296	300	311
					148	246	270	279	302	297	303	303
					146	247	255	292	286	302	303	320
平均	7.0	4.8	8.5	12.3	149	241	261	283	292	298	305	311
40. 3. 6	7.8	4.3	4.3	14.0	155	247	273	277	303	296	311	—
					135	226	264	280	299	309	308	—
					159	239	275	289	308	321	294	—
平均	7.8	4.3	4.3	14.0	150	237	271	282	303	309	304	—

型わくは合板ベニヤ製とし、試験体二体に共用した。コンクリートの打設は、内部、外部両振動機を用いて行なった。振動数は 3 600 rpm であった。養生はテストシリンダー、試験体ともに空中養生を行なった。グラウトの配合は表-7 のようである。

b) PC 鋼材と定着装置および普通鉄筋

PC 鋼材は高周波熱錬株式会社製の高周波焼入れ PC 鋼棒を用いた(表-8)。

表-6 コンクリートの引張強さと静弾性係数

打設日	引張強さ (σ_f) (kg/cm ²)	静弾性係数 (E_c) (kg/cm ²) 15×10^6
40. 2. 8	25.8	2.48
	26.0	2.44
	24.1	2.51
平均	25.3	2.48
40. 3. 6	26.0	2.48
	28.3	2.60
	27.3	2.60
平均	27.2	2.56

表-7

セメント(早強)	50 kg
ポゾリス* 溶液	1 l
アルミ粉末	2.5 g
水	20 l

* ポゾリスはポゾリス No. 8 粉末 125 g を水 1 l に溶解したもの

表-8 PC 鋼材の性質

直径	平 行 部					
	引張荷重 (kg)	引張応力 (kg/mm ²)	降伏点荷重 (kg)	降伏点応力 (kg/mm ²)	伸 率 (%)	ヤング係数 (kg/mm ²)
12.87	17 900	137.4	16 500	126.7	9.8	19 800
12.87	18 000	138.2	16 900	129.8	9.5	—
規格	—	110.0以上	—	95以上	5以上	—

定着装置は、ナット定着で $\phi 14$ 用規格品である。普通鉄筋はすべて SR 24 である。直径 6 mm のものについてはとくに材料試験したところ、強度、変形とも規格に合格した。ヤング係数は試験の結果から $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とする。

試験体の PC 鋼材比

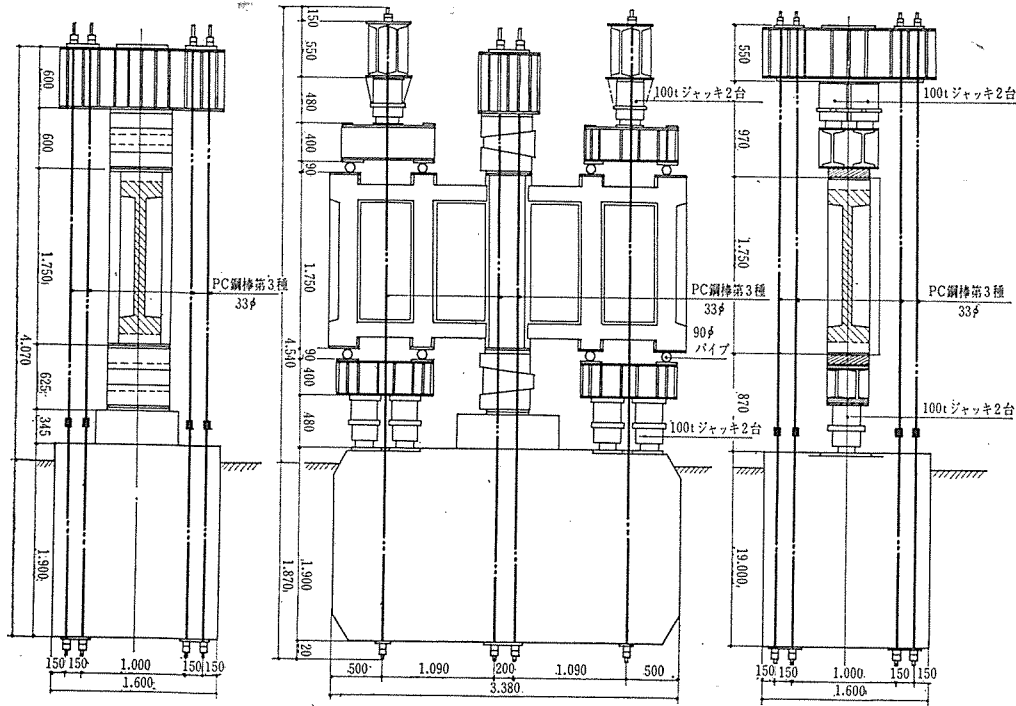
- ウェーブ $\phi 14 @ 100$ 1.67 %
- フランジ $10 \sim \phi 14$ 2.05 %

試験体の鉄筋比

- ウェーブ 材軸方向 $\phi 6 @ 200$ ダブル 0.35 %
- 材軸直角方向 $\phi 6 @ 100$ ダブル 0.7 %

実験は名古屋工業大学構内にて小屋がけをして行なった。実験装置を図-7 に示す。実験装置の基礎は PC 造で、将来他の実験にも使用することを考慮して設計した。実験設備の設計に考慮した実験能力は、1 点集中荷重で 400 t である。載荷方向は図-7 からわかるように、100 t ジャッキ 8 台を 4 台ずつ、油圧分岐装置を介して手動油圧ポンプに接続し、油圧

図-7 実験装置



インゲージの測点数は試験体一体につき 192 点である。

また、試験体相互の相対変形はダイヤルゲージ (1/100 mm) と、レベルにて測定する計画であったが、レベルでは測定値が小さいために測定を取りやめ、レベルのみにて測定した。ダイヤルゲージの測定の内斜め方向の測定は、試験体の両面でそれぞれ方向が逆である。

(4) 導入プレストレスおよび有効プレストレス

を加えることとした。分岐装置によって上下のジャッキの作動を容易に切かえられ、したがってくり返し、正負交番载荷にとっては好都合であった。ジャッキの仕様を表-9 に示す。

表-9

揚量 (t)	機高 (cm)	揚程 (cm)	底径 (cm)	重量 (kg)
100	40.5	20.0	29.9	145

(3) 測定方法

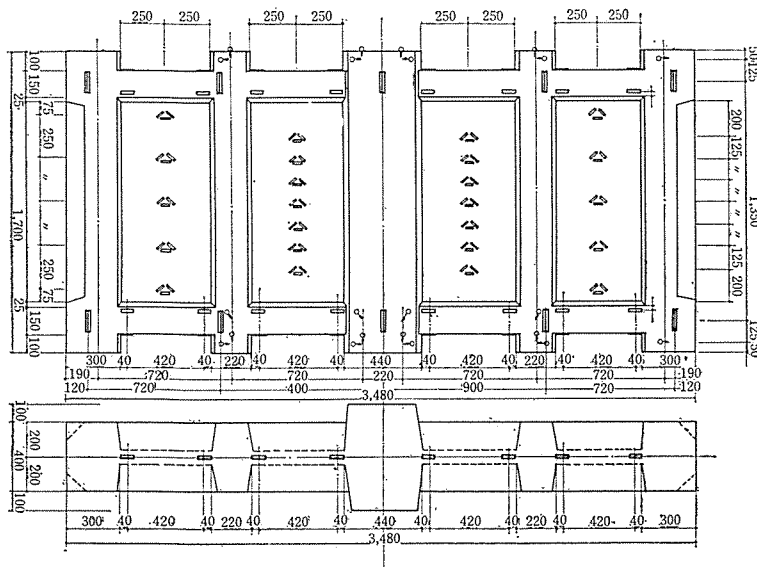
コンクリートのひずみはワイヤー ストレイン ゲージ (G.L=60 mm) を使用して測定した。ワイヤー ストレ

導入プレストレスは、センタホールジャッキの圧力指示計の読みによるとともに、ジャッキのロッドに貼りつけたワイヤー ストレイン ゲージによる測定、PC 鋼棒の抜け出し長さの測定、PC 鋼棒の材長の中間に貼りつけたワイヤー ストレイン ゲージによる測定によ

表-10

	試験体 No. 1	試験体 No. 2
初プレストレス力	8.1 t	5.41 t
有効プレストレス力	7.71 t	5.39 t
プレストレス有効率	0.955	0.965
有効プレストレス	96.5 kg/cm ²	67.5 kg/cm ²

図-8 測定点配置図



て求めた。有効プレストレスは、PC 鋼棒のうち1本のみグラウトを行なわないで、緊張時と载荷実験直前に、材長中間に貼りつけたワイヤー ストレイン ゲージの測定値から求めた (表-10)。

プレストレス有効率は材令7日であるから妥当な値である。

(5) 载荷実験

载荷はまず正荷重 (上から下向きの荷重) から始めた。荷重は4台のジャッキの合計を P とする。したがって片側の壁に加わるせん断力は $P/2$ となる。

試験体に作用する载荷装置と試験体の自重は、片側で 2839 kg である。したがって正荷重 P t に対応する負荷重は $(P+2 \times 2839 \text{ kg})$ であるが、今回は、便宜上ジャッキの最小目

盛である 20 t を前回の正荷重 P t に加えた ($P+20$ t) をつぎの負荷重とした。

正負とも荷重をサイクルごとに徐々に大きくしたが、正荷重 1 回目は肉眼で観測できるひびわれが生じると除荷し、つぎの負荷重は上記正荷重の 20 t 増しとした。

試験体にひびわれが発生するとワイヤー ストレインゲージのいくつかは断線その他の障害を起すので測定をやめた。以後はダイヤルゲージによる測定を主としたがこれも破壊直前では重要な測定点(主として最大鉛直方向変形の生じる点)を残してダイヤルゲージを取りはずし、ダイヤルゲージの損傷を防ぐこととした。

なお、多サイクルの正負交番荷重を加えるために各サイクルごとにすべて原点を修正し実験を進めた。したがって、サイクル間に生じる変形の進行(主として変形の回復)は測定していない。これはサイクルごとの時間が短いために無視できるものと思う。2 日以上に実験がおよぶため、実験終了後翌朝実験開始までの変形回復量は試験体 No. 2 については測った。

試験体 No. 1 は、3 月 13 日午後 3 時 20 分から載荷し、20 t きざみに荷重を大きくし、220 t に至った。この間 1 時間 55 分を要した。負荷重も同様にして載荷したが、サイクルごとに段々荷重差を大きくして、実験の時間短縮をはかった。翌日の午後 3 時 22 分に 2 サイクル半で破壊した。

正荷重 1 回目は $P=200$ t ではひびわれを認められず $P=220$ t で発生した。ついで除荷し、負荷重 1 回目にも $P=-200$ t でひびわれが認められなかったが、 $P=-240$ t でひびわれが認められたので除荷した。正荷重 3 回目の $P=200$ t からつぎの $P=300$ t を目標に荷重を徐々に大きくしていると突然 $P=292$ t でスリップ状の破壊が発生した。この破壊後、しばらくは残存していたプレストレスのために崩れたコンクリートがはじき飛ばされ、試験体の材軸方向の長さが若干短くなった。直ちにグラウトを行っていない PC 鋼棒のナットを調べてみると、ナットは簡単に回転する状態で、プレストレスは完全になくなっていた。PC 鋼棒、普通鋼材、シーすとも大きく変形はしていても破断するものは全くなかった。

破壊の外観からみて、コンクリートの圧縮破壊によって最終耐力が決ったと思われる。以上は内側パネルの破壊状態であるが、外側パネルには全くひびわれも入らず期待どおり内側パネルの破壊で実験は終わった。ただし、内側パネルのウェーブとフランジのいずれから先に破壊に至る変形が生じたかは分らなかった。写真-4 に実験後の試験体 No. 1 を示すが、試験体記入の数字はジャッキ 1 台の荷重、すなわち載荷荷重の 1/4 である ($P/4$)。

破壊耐力

$$P_u = 292 + 2 \times 2.839 = 297.678 \text{ t}$$

ひびわれ耐力

$$P_{cr} = 200 + 2 \times 2.839 = 205.678 \text{ t}$$

試験体 No. 2 は 3 サイクル半で実験を終わった。正荷重 1 回目は $P_{cr}=100$ t ではひびわれは認められず、 $P_{cr}=120$ t で認められた。負荷重 1 回目にも $P_{cr}=-120$ t でひびわれが認められた。以後荷重を正負とも大きくし、正荷重 4 回目で、 $P_u=265$ t にて計測器の読みを測定中測定なかばにして突然スリップ状の破壊が発生した。試験体 No. 1 同様プレストレスの影響による破壊後の材軸方向の長さの短縮が観察された。また鋼材で破断するものもなかった。最終耐力はコンクリートの圧縮破壊によって決ったものと考えられる。

破壊耐力

$$P_u = 265 + 2 \times 2.839 = 270.678 \text{ t}$$

ひびわれ耐力

$$P_{cr} = 120 + 2 \times 2.839 = 125.678 \text{ t}$$

(6) 実験結果

実験の結果の内、主要な問題点につき図化し示す。いずれも内側パネルについてのものである。図-9, 10 は荷重-たわみ曲線である。荷重軸にせん断応力度も併記し、たわみ軸には回転を併記してある。

$P=100$ t のときの主応力图をつぎに示す。No. 1 と

図-9 荷重-たわみ曲線 試験体 No. 1

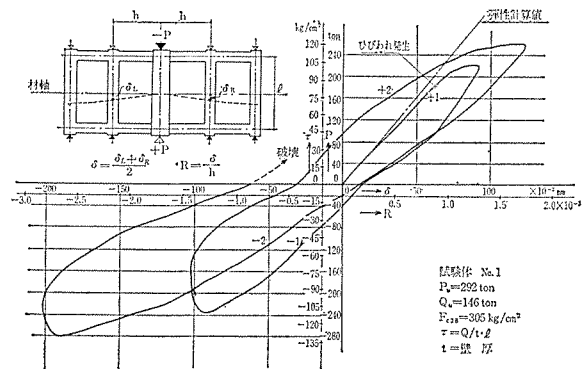


図-10 荷重-たわみ曲線 試験体 No. 2

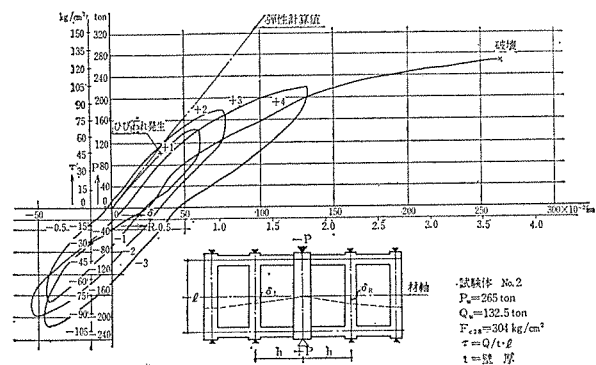


図-11 変形 R_s と塑性係数 β 試験体 No. 1

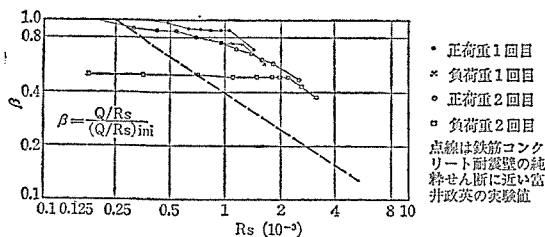
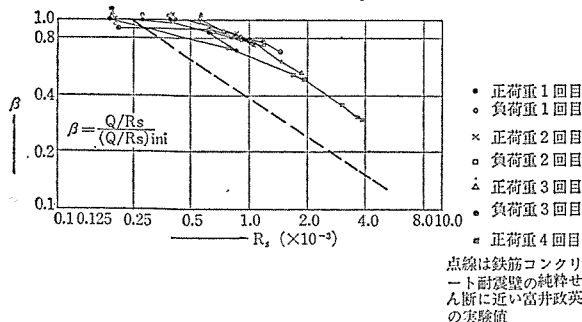


図-12 変形 R_s と塑性係数 β 試験体 No. 2



No. 2 とでは、プレストレスの大きさの違いが読みとれる。

荷重と変形との間には、

$$R = \frac{K_w' \cdot Q}{\beta GA_w} + \frac{h}{\alpha EJ} \left(\frac{Qh}{3} + \frac{M}{2} \right)$$

の関係がある。 $\alpha=1$, $K_w'=1$ として塑性係数 β を求めてみた(図-11, 12)。参考に示した鉄筋コンクリートの場合の実験値の平均と比較すると、明らかにプレストレスの効果が表われている。

つぎにじん性率を求めるために $P/P_u - \delta/\delta_u$ 曲線を描きじん性率を $\delta_{at p_u} / \delta_{at 0.6 p_u}$ と定義して求めた。プレストレスの差があまり見られない。

(7) 実験結果の考察

破壊耐力についてはその破壊機構が不明確であるので破壊状態についての理論的解析は困難であるが、試験体外観、測定結果から仮定を設けて検討する。

両試験体ともスリップ状せん断破壊をしたが、せん断力とつり合う力として圧縮主応力の鉛直成分のみとし、この主応力の材軸とのなす角は試験体を観測したものとワイヤーストレインゲージによる測定値のうち最大荷重時のものを用いた。またせん断応力の分布は低応力時の測定値を用いる(表-11)。

表-11

試験体	$Q_u.cal$ (t)	$Q_u.exp.$ (t)	θ (度)	C (kg/cm ³)	α
No. 1	181~142	148.839	45°~31.9°	305	1.25
No. 2	189~111	125.839	45°~24.5°	304	1.14

この結果は骨組の分担分と鋼材の分担分を無視しているし、 θ の値に問題もあるので目安をつける程度である。破壊耐力にプレストレスの大きさの違いが影響する

のかどうかも不明である。

実際的な立場から見掛け上のせん断破壊応力を求める。

試験体 No. 1 $\tau_u = 158 \text{ kg/cm}^2 = F_c/1.93$

試験体 No. 2 $\tau_u = 144 \text{ kg/cm}^2 = F_c/2.11$

ひびわれ耐力については、実験データの解析結果から肉眼による観測値を修正することとする。

試験体 No. 1 $Q_{cr} = 92.839 \sim 82.839 \text{ t}$

試験体 No. 2 $Q_{cr} = 62.839 \sim 52.839 \text{ t}$

これらは肉眼による値よりそれぞれ小さい。 Q_{cr} の計算値はつぎの仮定の下に求める。

まず、曲げ応力は直線分布をなすものとする。つぎにせん断応力の分布は、はりだけが小さい線材として求める。さらにひびわれ発生は左側の内側パネル内の中央鉛直面内の最大引張主応力度が、コンクリートの引張強さに達したときに生じるものとし、コンクリートの引張側の塑性は考えない。

計算値の前提である仮定に問題はあるが、つぎの結果を得る。

試験体 No. 1 $Q_{cr.cal} = 62.839 \text{ t}$

試験体 No. 2 $Q_{cr.cal} = 52.839 \text{ t}$

上の検討ではフレームの分担を無視したので、フレームとウェッジのせん断力分担率 1:3.74 を用いて、上の値を修正するとつぎのようになる(表-12)。

試験体 No. 1 $Q_{cr.cal} = 86 \text{ t}$

試験体 No. 2 $Q_{cr.cal} = 72 \text{ t}$

表-12

試験体	$Q_{cr.cal}$ (t)	$Q_{cr.exp.}$ (t)
No. 1	86	92.839~82.839
No. 2	72	62.839~52.839

この結果、試験体 No. 2 については実験値の方が小さいが、計算値の仮定等かなり問題があるので一致しないものと思う。

実際的な立場から見掛け上のせん断ひびわれ応力を求める。

試験体 No. 1

$\tau_{cr} = 99 \sim 88 \text{ kg/cm}^2 = F_c/3.52 \sim F_c/3.98$

試験体 No. 2

$\tau_{cr} = 67 \sim 56 \text{ kg/cm}^2 = F_c/5.2 \sim F_c/6.24$

プレストレスの大きさが結果に表われている。いずれにしてもひびわれ耐力の理論値は今後の実験の積み重ねとともに、研究に待つべきものが多い。

変形と塑性係数については明らかにプレストレスの効果があり、初期剛性が高く、塑性係数の低下はひびわれ発生とともに起り、その点は鉄筋コンクリートの場合と

同じである。

最終変形は鉄筋コンクリート造耐震壁の場合に比し若干色なく、

試験体 No. 1 $R_u=3.90 \times 10^{-3}$

試験体 No. 2 $R_u=3.37 \times 10^{-3}$

となる。

またひびわれ荷重時の変形 R_{cr} (正荷重 1 回目) は、

試験体 No. 1 $R_{cr}=0.96 \times 10^{-3} \sim 0.76 \times 10^{-3}$

試験体 No. 2 $R_{cr}=0.58 \times 10^{-3} \sim 0.45 \times 10^{-3}$

となる。鉄筋コンクリート造耐震壁の R_{cr} は 0.25×10^{-3} といわれているから、P C 耐震壁の場合は約 4 倍から 2 倍の値となる。プレストレスの大きさが大きければ R_{cr} も大きくなる。

また塑性係数 β は、2 回目以後の荷重ではそれ以前の荷重によって生じたひびわれの影響によって低下する割合が大きい。しかしプレストレスの効果があるために、鉄筋コンクリートの場合ほど低下しない。

残留変形は、各荷重ともその荷重の全変形の 15~35% となり、鉄筋コンクリート造の場合ととくに変わっていない。しかし、初回の荷重からひびわれが発生したので、大きな残留変形となり、仮にひびわれ発生以下の荷重のくり返しでは、鉄筋コンクリート造の場合には残留変形が大きい、P C 造の場合残留変形は全くないといえる。

変形の進み方については、プレストレスの影響のためにスリップを生じるまではわずかしき変化せず、スリップすると大きく変形する。したがって荷重—変形曲線は細かくみると階段状になっている。また逆方向の荷重をかける際には、前回の荷重の際の変形が残っているが、荷重—変形曲線にも表れている。あたかも、高力摩擦接合ボルトのせん断実験に似ている。32 本の P C 鋼棒による導入プレストレス力は、試験体 No. 1 では、 $7.71 \text{ t} \times 32 = 247 \text{ t}$ となり、摩擦係数を 0.6 とすると 148 t が摩

擦抵抗となる。したがって、少なくともこの大きさを越えるせん断力が生じて初めてスリップすると考えられる。

復元力特性共振時粘性減衰定数については、ヒステリシスカブから求めると、試験体 No. 1 では 0.0187, No. 2 で 0.0127 となった。わずか 2 体の試験体なので問題はあがるが、鉄骨造の減衰定数に近いといえる。

(8) 実施構造物の安全性

この実験の目的は、実施構造物の安全性の確認にあるが、得られた実験結果から考える。

1 階床での設計用せん断力は 3272 t である。したがって見掛け上のせん断応力度は、

$$\tau = 3272 \times 10^3 / 82000 = 40 \text{ kg/cm}^2 = F_c / 8.8$$

となる。ただし水平力方向の耐震壁の面積は 82000 cm^2 であり $F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ である。これは試験の結果からみるときわめて小さい。

一方ひびわれせん断応力度は、試験体 No. 1 では $\tau_{cr} = F_c / 3.52 \sim 3.98$ であり、導入プレストレスが同じであるのでこの値を用いると、

$$Q_{cr} = \frac{350 \times 82000}{3.98(3.52)} = 7200 \text{ t} \sim (8150 \text{ t})$$

となる。したがって Q_{cr}/Q は 2.2~2.49 倍となる。

以上の考察から実験結果を判断すると、実施構造物のひびわれ安全率は 2.3 くらいはあり、また破壊安全率は、 $8.8/1.93 = 4.4$ くらいはあると考える。

変形については、1 階の階高が 5.3 m と一番大きいので 1 階で考える。荷重—変形曲線からの (試験体 No. 1) $R_u = 3.9 \times 10^{-3}$, $R_{cr} = 0.96 \sim 0.76 \times 10^{-3}$ を利用すると、

$$\delta_{cr} = 0.96 \times 10^{-3} \times 530 = 0.51 \text{ cm}$$

$$= 0.76 \times 10^{-3} \times 530 = 0.41 \text{ cm}$$

$$\delta_u = 3.9 \times 10^{-3} \times 530 = 2.06 \text{ cm}$$

となり、許容し得る層間変位である。2 階以上は応力が小さくなるし、階高も小さくなるのでさらに変形は小さいといえる。

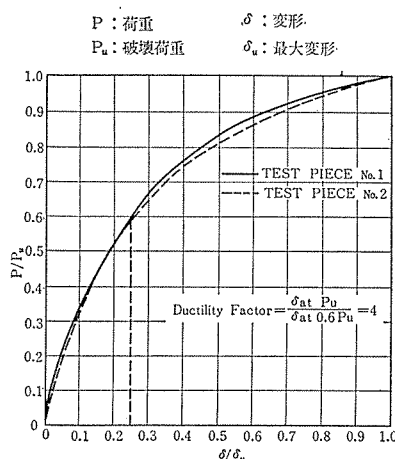
4. 今後の発展と謝辞

今回設計に採用したのは現場打ち P C 耐震壁であるが、筆者らはプレカスト材にプレストレスを与えるプレカスト P C 耐震壁も計画している。また一つの応用として P C 煙突も試設計を終っている。鋼板煙突に劣らない経済性を備えているものと信ずる。

P C 耐震壁を用いた岐阜市庁舎の設計と施工、また実験には、岐阜市当局の御理解と、施工に当られた大日本土木株式会社、ピー・エス・コンクリート株式会社の全面的なご協力です。心から感謝致します。

また実験場所については、名古屋工業大学建築学科、

図—13 じん 性 率



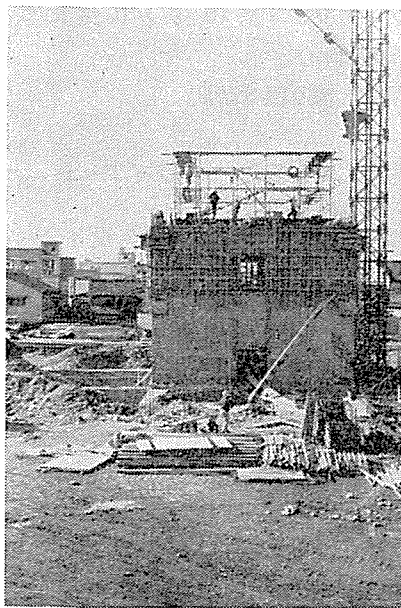
ダイヤルゲージの貸与については、名古屋大学工学部建築学科、川崎製鉄株式会社建材開発室、藤田組技術研究所、岐阜大学工学部土木工学科、日本道路公団高速道路名古屋建設局建設部特殊設計課、コンクリートの強度テストには中部レミコン株式会社のご協力を得ました。厚く御礼申し上げます。

坂先生、六車先生、富永先生には実験の計画から終りまでご指導賜わり、また鉄筋の強度テストもお願いした。実施構造物の設計には坂先生とともに名古屋大学の横尾義貫先生にもご指導頂きました。厚く御礼申し上げます。

写真-1 全 景



写真-2 PC 耐震壁の施工



参 考 文 献

- 1) 坂 静雄：耐震壁の研究，京都帝国大学工学研究所講演集，第三輯
- 2) 坂 静雄：弾性範囲における耐震壁の応力，変形および剪力負担，建築学会論文集 第4号，昭和12年2月
- 3) Lin, T.Y.: Design of Prestressed Concrete Buildings for Earthquake Resistance, J. of P.C.I. Dec. (1964)
- 4) 日本建築学会：建築構造物のリミットアナリシス 1963年

写真-3 緊張を終った PC 鋼棒

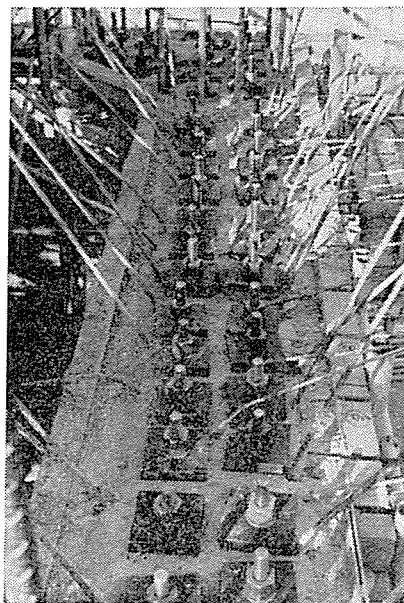


写真-4 実験後の試験体 No. 1

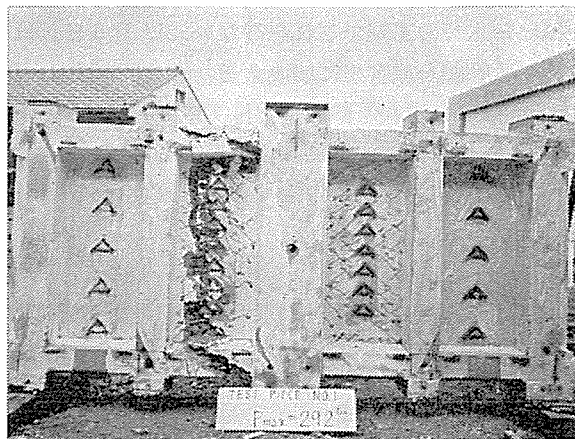
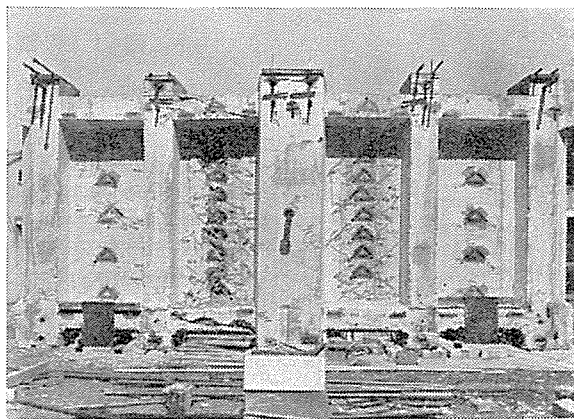


写真-5 実験後の試験体 No. 2



- 5) 小高昭夫：耐震構造の総合研究 [1] 1964年 7月
- 6) 小堀鐸二・鈴木計夫：RC 壁の剪断抵抗に関する予備実験，日本建築学会近畿支部研究報告，昭和33年11月

1967.2.1・受付