

高層プレハブアパート (KS-1型) 試験報告

その1 設計概要

太田昭三

(設計部)

§ 1. はじめに

時代の流れと共に、現場工数の省力化、工期の短縮、コストダウン、そして精度の向上という建築界の命題はますますその要求度を増しつつあり、それに応じて各方面で建築の工業化への研究開発が精力的に進められている。

共同住宅に目を向けると、大量供給源としての住宅公団、都府県、さらに住宅供給公社において中層共同住宅の工業化量産化は、大型PCパネル工法としてそのピッチを上げつつあり、また旧都市部の再開発、土地の最大限活用の点より、4～5階の中層より10～15階の高層化へも次第に移行しつつあり、すでに数多くの実施例も見受けられる状況である。その趨勢に応じて高層共同住宅の工業化が各鉄鋼メーカー、またゼネコンを中心としてここ数年連続々と開発され、試作建設されつつある。

当社においても、すでに昭和43年八幡製鉄君津大和田アパートに、在来工法を大幅に工業化したいわゆるH-P C構法によって11階建を完成し、現在もなお君津に続々と当社を含めた各社により建設中である。

さらに当社では、それと別個に高層共同住宅の工業化の開発を目的として川崎製鉄と協同、昭和42年に発足したKS委員会、44年初めにH-P Cの独自の構法の成案を得、それを早速実施に移したのがこの川鉄園生高層アパートAおよびB棟である。

なお、このA、B棟の工事経験を設計にフィードバックし、さらに改良を重ねた第3棟目も設計を終え、既にこの9月着工し、工事を進めつつある。

この川鉄アパートと君津大和田アパートとの主な相違点は、スラブをすべて工場生産のPCパネルにしたことと、桁行方向梁と柱との接合部に全面的に現場溶接を採用した点にある。

なお、各戸境の耐震壁もF. B. プレース内蔵の大型PC版であるが、通常の梁位置には鉄骨としてF. B. のみとして、PC版への組込みの容易さと、接合部の精度の

維持のために独特の工夫もこらしてある。

上記の剛な鉄骨梁がないという今までに例を見ない戸境鉄骨ブレースPC耐震壁、またフランジ全面ノンガスワイヤによる現場溶接の柱梁接合部等の破壊に至るまでのモード、そして最終耐力および靱性を確めるためそれらの実大実験を実施し、さらに構造体の完成した建物でPC床版の剛性の検討確認も含めて振動実験を実施したのである。

§ 2. 建物概要

建物名称：川崎製鉄園生高層アパート

所在地：千葉市園生町1351

建築主：川鉄不動産株式会社

開発：KS委員会

設計者：清水建設設計部

監理者：川崎製鉄千葉製鉄所土建部

施工者：清水建設物産住宅部

敷地面積：62,300m²建築面積：717,600m² (1棟当り)延べ面積：7923,960m² (")1戸当り住居専用面積：5.2×7.8=40.56m²

1棟当り標準住居：14×11=154戸

建物高さ：最高の高さ 33.485m

最高軒高 30.120m

標準階高：2.650m

工期：A棟 44. 7.15～45. 3.30

B棟 44.10.15～45. 6.30

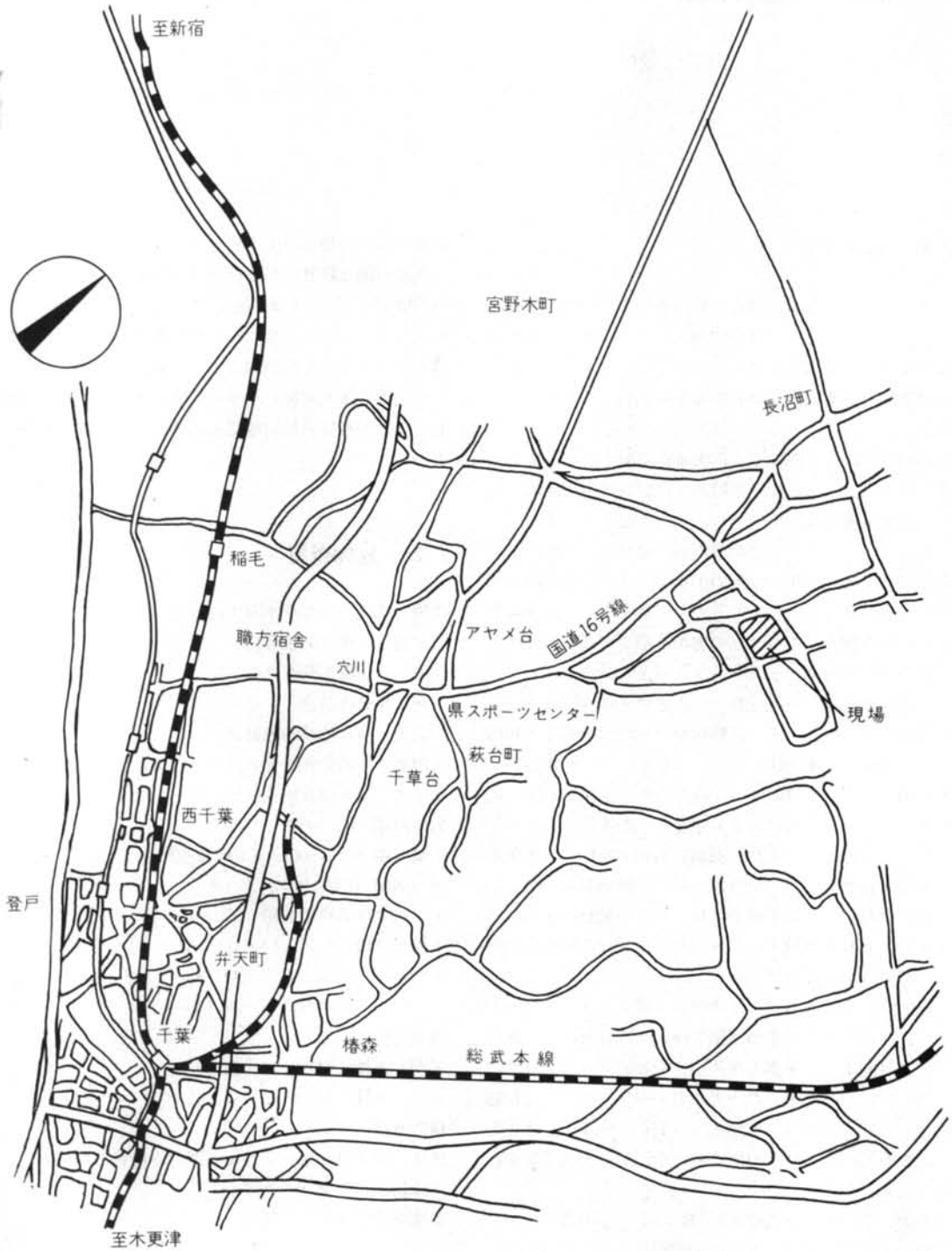
構造概要

地業：鋼管杭、GL-29m以深の支持層に打込み

主体構造：鉄骨コンクリート造

架構造式：けた行 鉄骨コンクリート純ラーメン

はり間 鉄骨ブレース構造



図一1 現場所在地

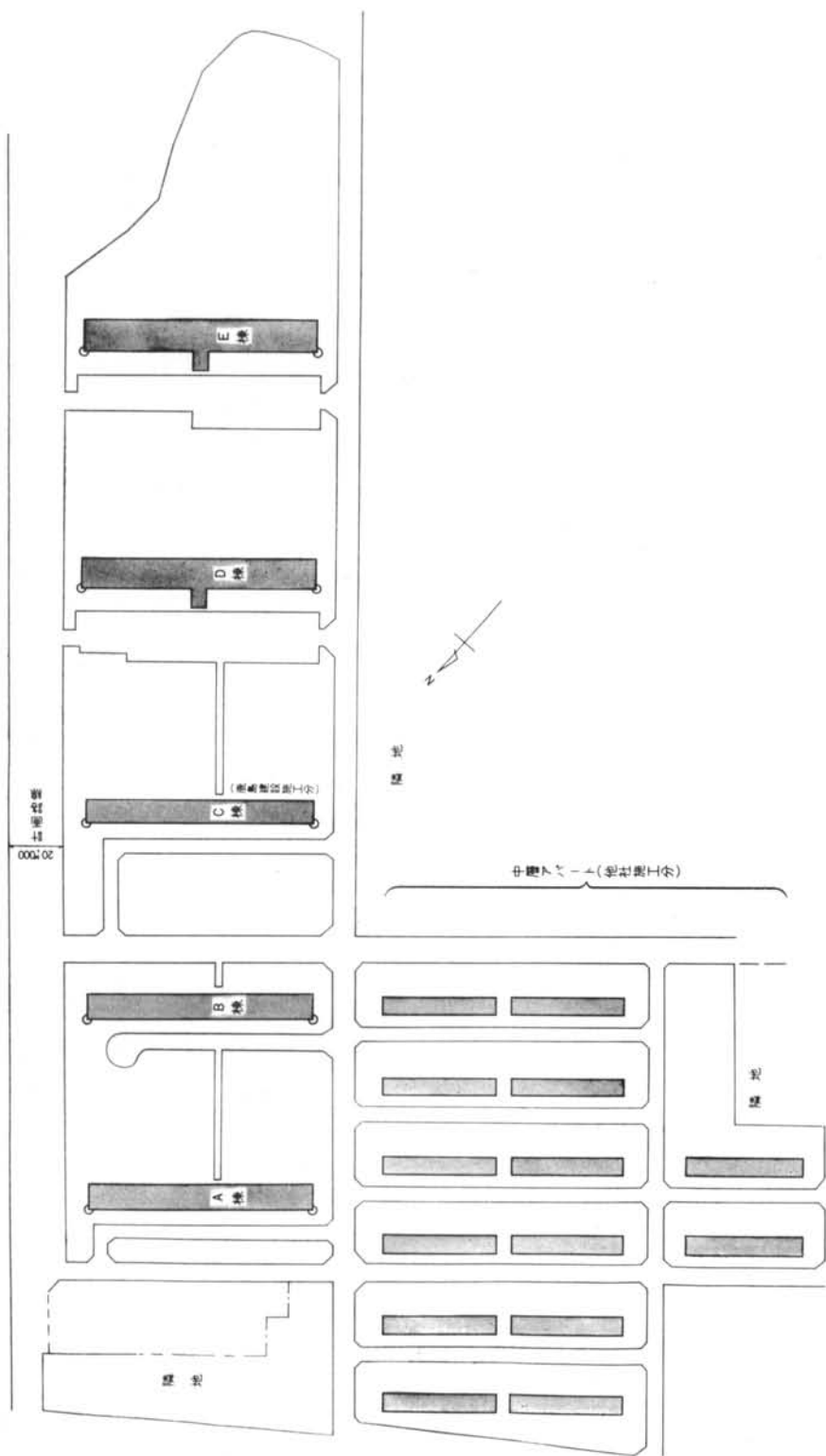
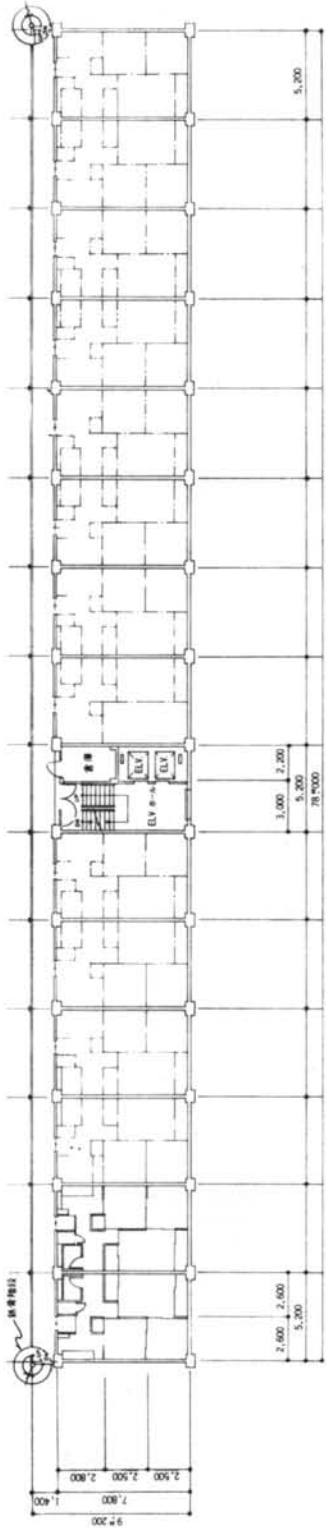
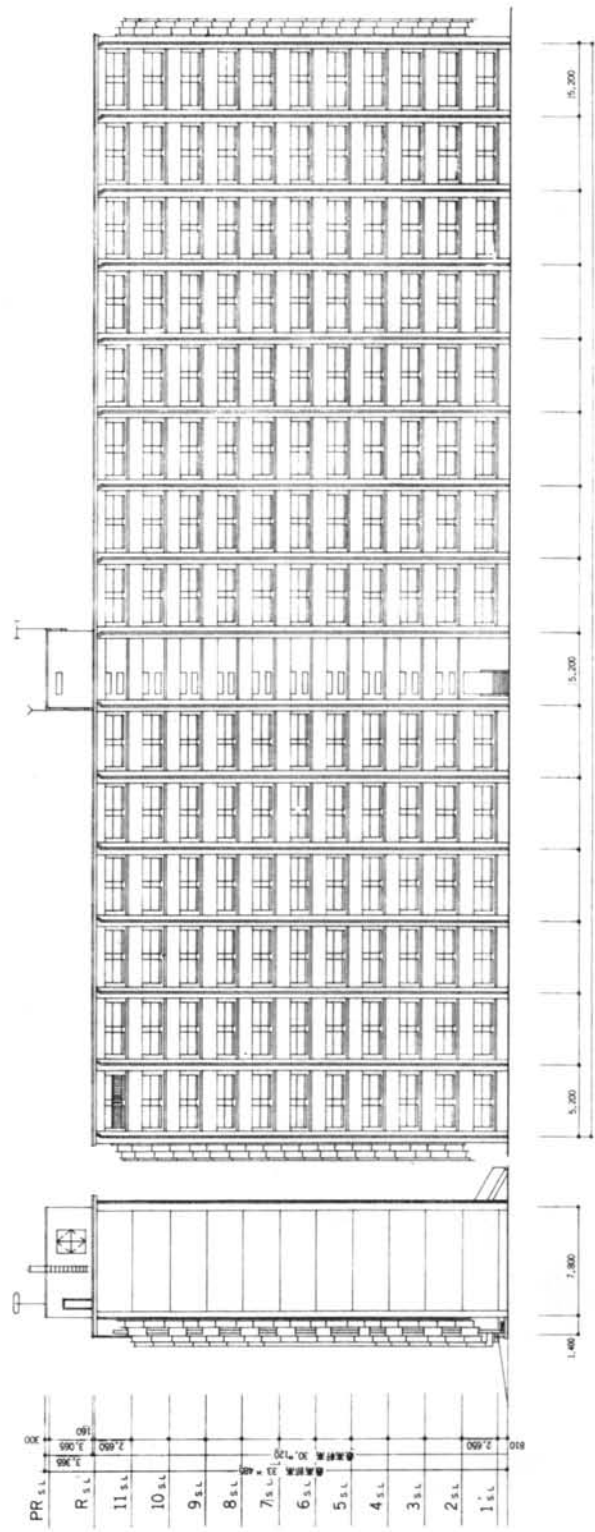


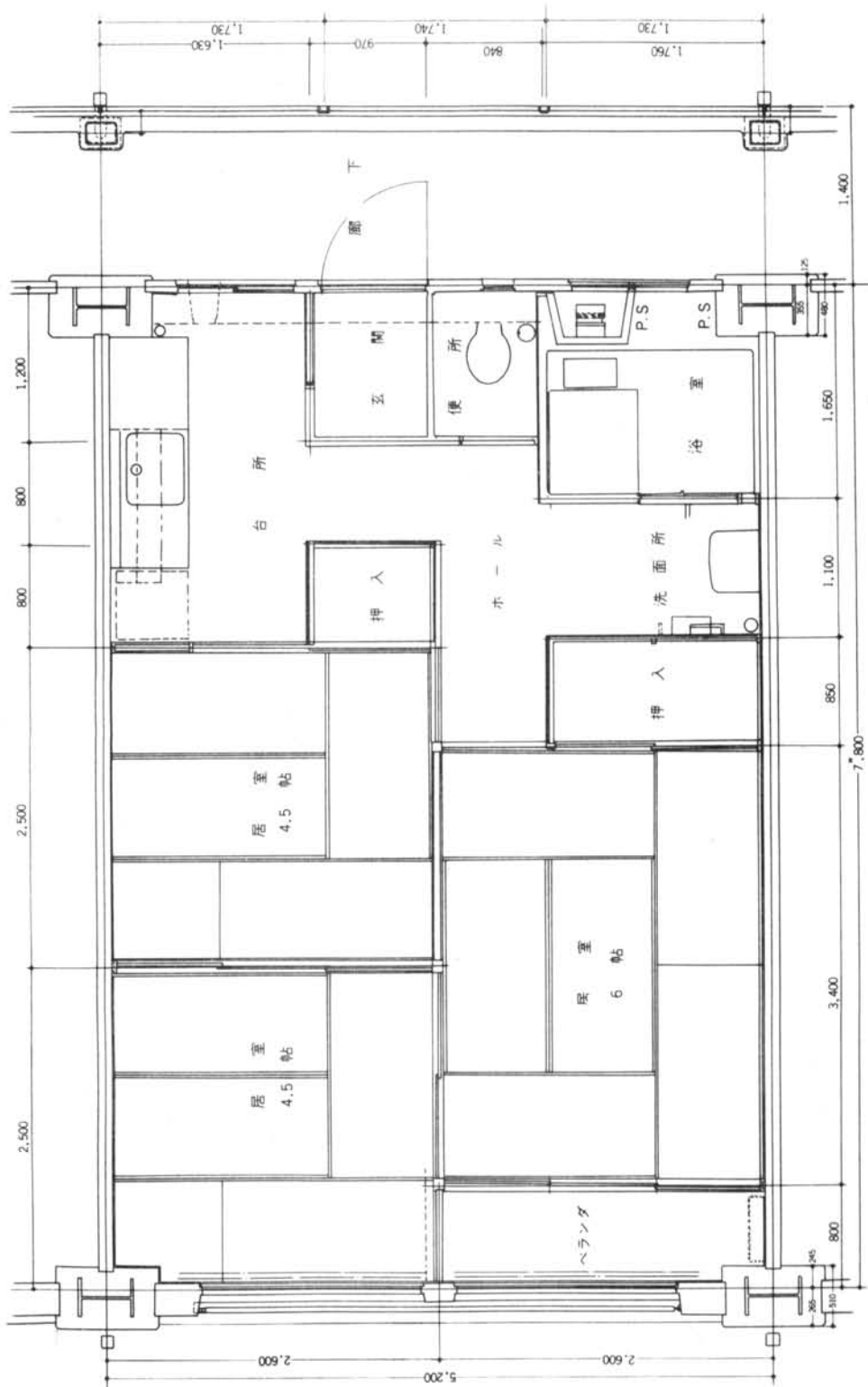
図-2 配置図



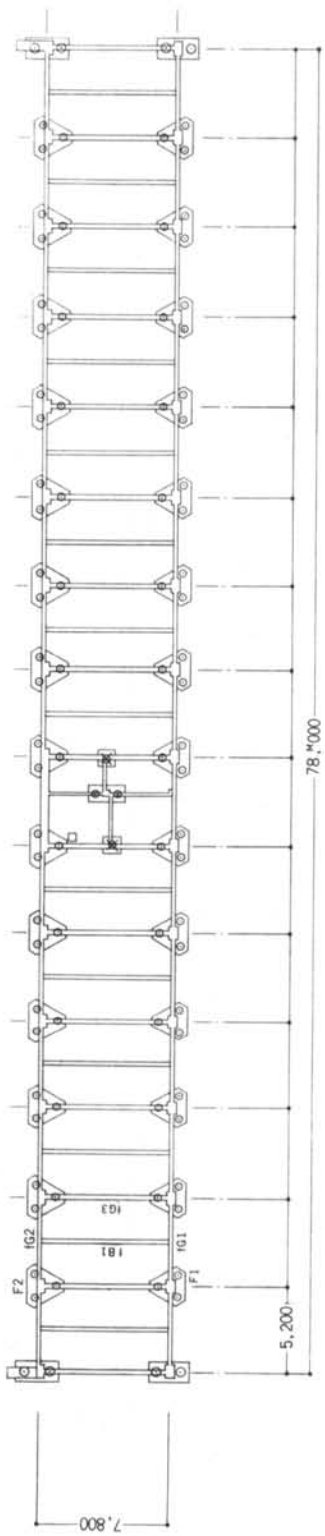
図—3 平面図 (2階~10階) 注)エレベーターは1.4.6.8.10階にのみ停止



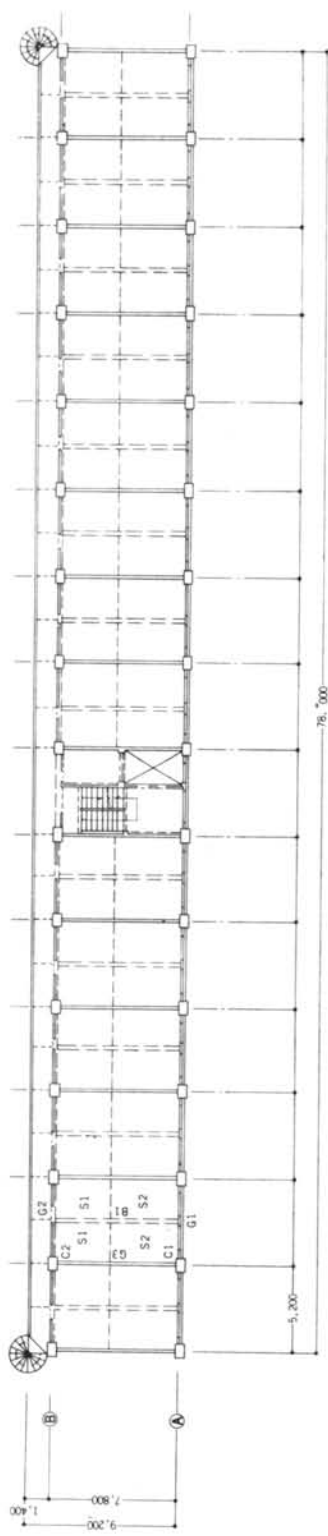
図—4 立面図



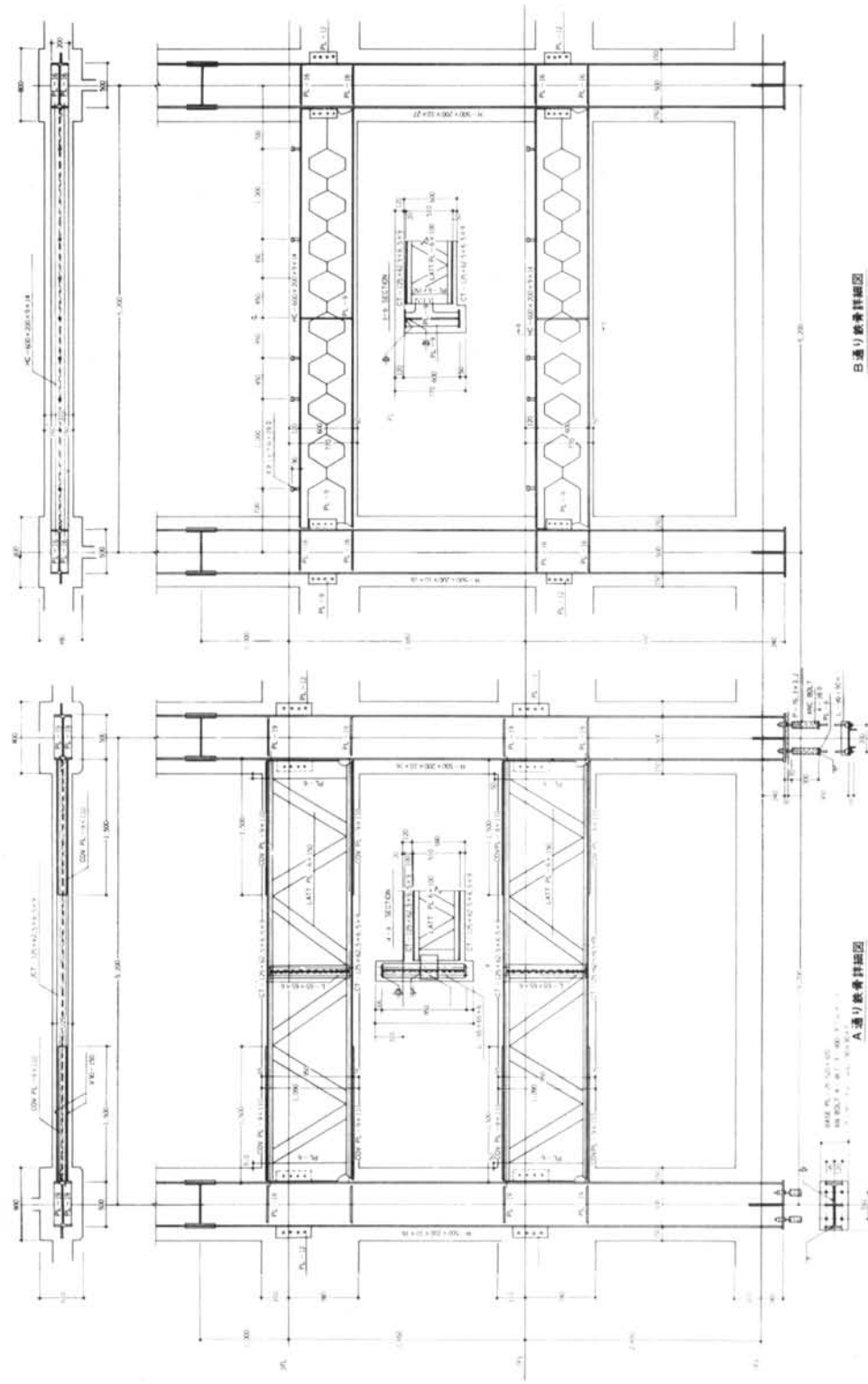
図一5 平面詳細図



图—6 基础伏图



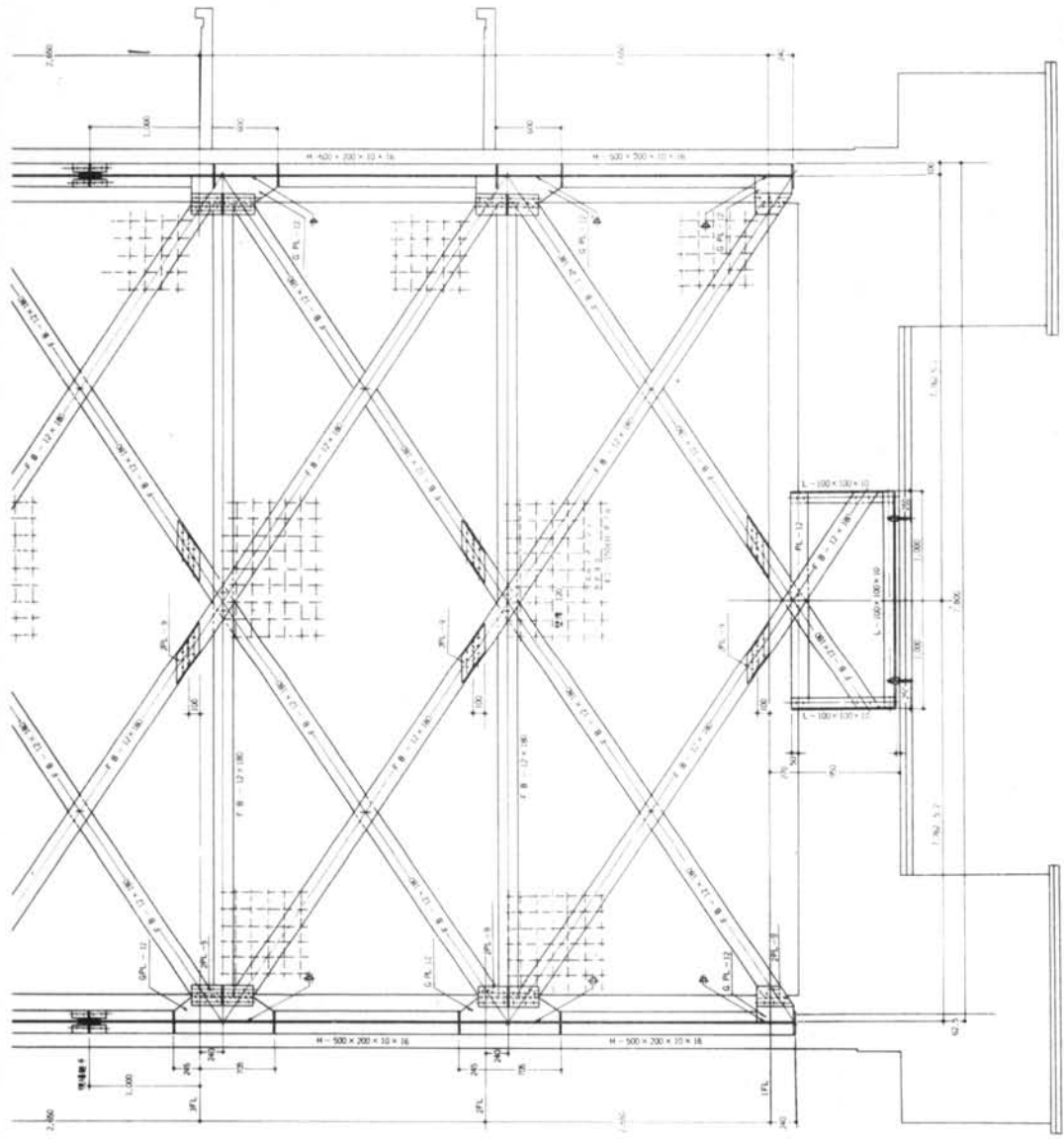
图—7 2~10轴床梁伏图



白通り鉄骨詳細図

A通り鉄骨詳細図

図-8 鉄骨詳細図



图—9 铁骨詳細図

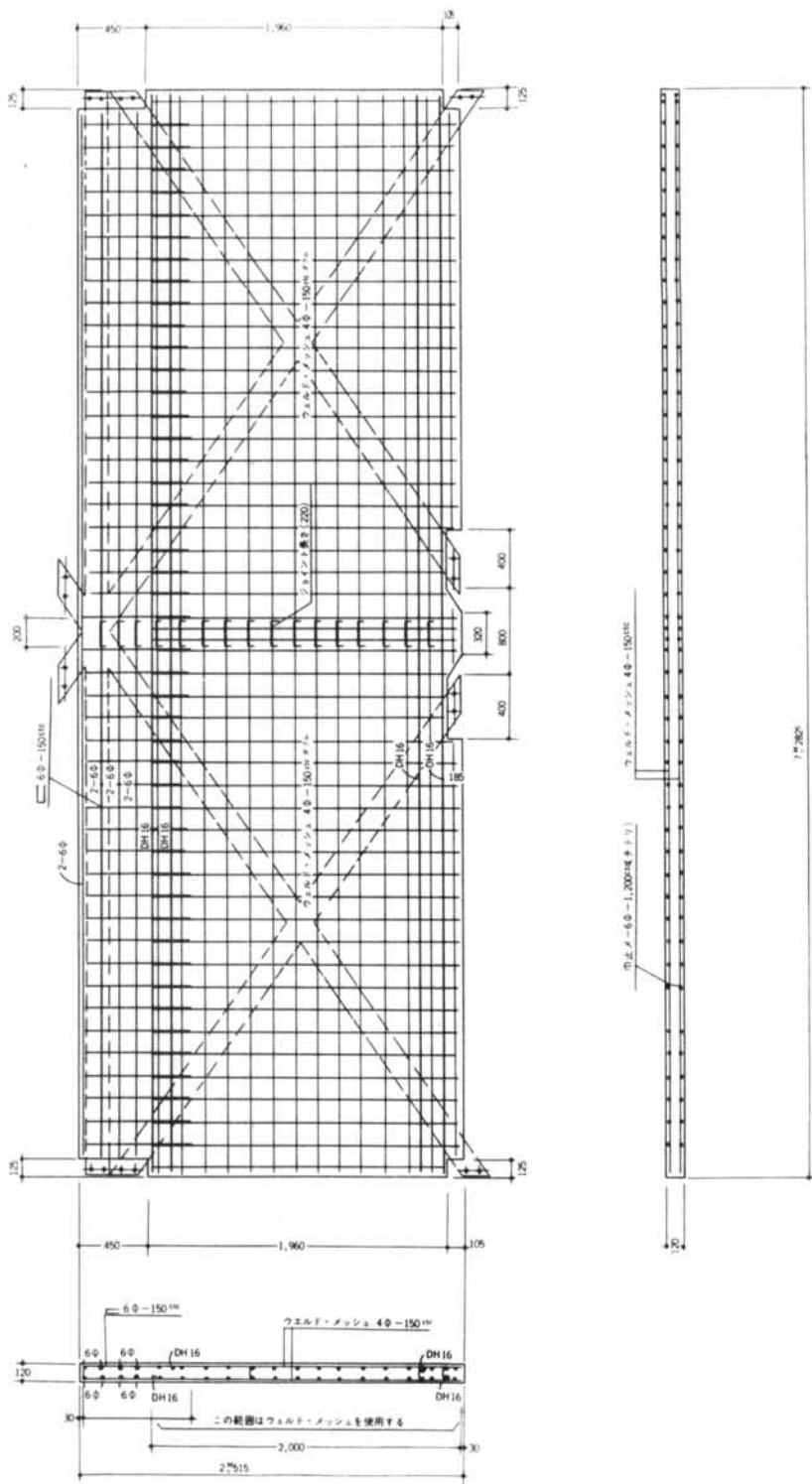


図-10 戸境壁配筋図

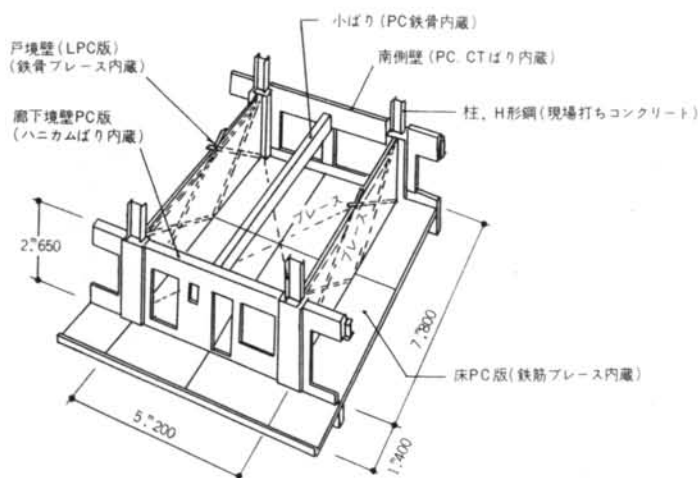
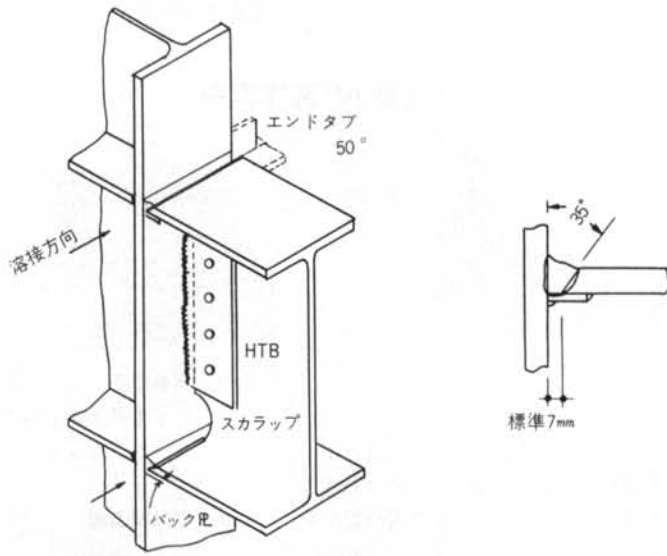


図-11 単位住戸 構造スケッチ

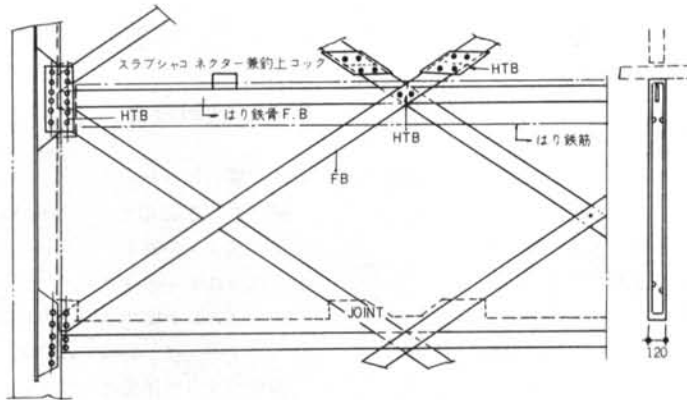
		構造種別	使用材料	継手, 仕口	設計方針
柱		鉄骨コンクリート造(現場打ち)	H鋼 (SS41, SM50A) 普通コンクリート $F_0=210\text{kg/cm}^2$	H. T. B 11T	H鋼は曲げ, 軸力, せん断を負担 コンクリートは軸力のみ負担
大	南側 G ₁	鉄骨コンクリート造(鉄骨梁内蔵, 壁一体のPCパネル)	CT+Ⓡ (SS41, SM50A) 普通コンクリート 同上	柱との接合 ウェーブ: H. T. B 11T フランジ: ノンガスワイヤによる現場溶接	鉄骨で曲げすべて負担 コンクリートはせん断を負担, 耐火被覆と坐留止めも兼ねる
	北側 G ₂	同上	ハニカム (SS41, SM50A) 普通コンクリート 同上	同上	
梁	戸境梁 G ₃	PC耐震壁に内蔵された鉄骨鉄筋コンクリート	F. B. (SS41) セイライトコンクリート $F_0=210\text{kg/cm}^2$	H. T. B 11T	鉄骨鉄筋コンクリートかべ梁として設計
小	梁	鉄骨鉄筋コンクリート(PC)	CT+Ⓡ (SS41) 普通コンクリート $F_0=210\text{kg/cm}^2$	ウェーブのみの接合 H. T. B 11T	鉄骨鉄筋コンクリート単純梁
床	版	PCパネル(鉄筋ブレース内蔵)	SD30 SR24 普通コンクリート 同上	梁とは鉄板の溶接, スタッドボルト 版相互は鉄筋の溶接によるウェットジョイント	二辺単純支持版, および三辺支持版
壁	戸境壁	鉄骨ブレース造(梁, 壁一体のPCパネルに鉄骨ブレース内蔵)	F. B. (SS41) セイライトコンクリート $F_0=210\text{kg/cm}^2$	H. T. B 11T	圧縮側コンクリートの一部を有効とみなした鉄骨ブレース造として算定
	南北外壁	PCパネル(梁と一体)	SD30 SR24 普通コンクリート $F_0=210\text{kg/cm}^2$	柱とは壁下部Ⓡでボルト接合 床版とは鉄板の溶接	—

表-1 部位別構造



けた行方向
 フランジ～現場溶接
 (ノンガスワイヤーによる半自動溶接)
 ウェブ～H.T.B締め(11T)

図一12 柱梁接合部 溶接は、はりセットH.T.B締めの上で実施、その時点ではPC床版があるから、安定した場所で常に下向き溶接ができる。しかもスカラップの形状を工夫することによって、室内側からのみの溶接を可能としている。



図一13 はり間方向 接合

その2 大型PC版(戸境壁)の製作実験

立部正則
久富洋

§ 1. はじめに

前項に述べた一連の開発実験のうち、本報告は大型、かつ薄型PC版(戸境壁)の製作に関するものである。

大型PC版は、輸送等の経済性を考慮して現場製作とし、その製作方法は施工性、経済性等の理由により平打ちとする。

§ 2. 実験目的

大型PC版の現場製作に関する施工資料を求めることにある。設備の行きとどいた工場生産の場合と異なり養生設備と平打ちとのPC版を建て起す要領に検討を加える必要がある。そこで今回の実験の要目として、次の2項目を設定する。

1. 簡易蒸気養生設備の効果について
2. 大型、かつ薄型PC版の脱型建て起し時の破損防止法について

第2項の内容は次の3点である。

- 1) パレット傾斜の要否
- 2) 吊金物の位置
- 3) 周辺型わくの補強材としての利用

§ 3. 実験工程、場所、および担当者

3.1 実験工程

昭和44年3月24日	第1回実験実施
3月31日	第2回実験実施
4月17日	第3回実験実施
4月21日	第4回実験実施
8月	本工事前PC版製作

3.2 実験場所

千葉県千葉市園生町-1351
川鉄園生アパート建築現場内

3.3 実験担当者

PC版製作

量産住宅部	工事担当	金子昌義(工事課長)
		小畑政雄
		小林三夫
研究所	実験担当	杉田 稔
		立部正則
	蒸気養生	宮路栄二
		飯塚芳雄

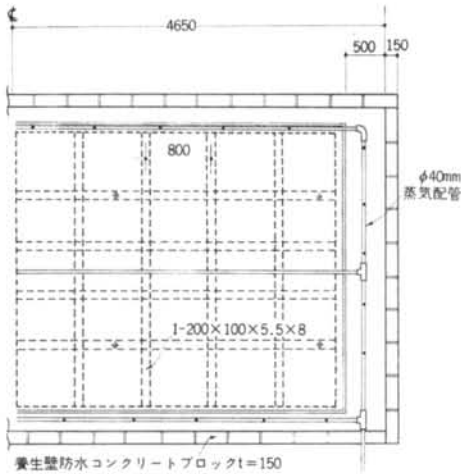
§ 4. 実験設備

4.1 養生ピット

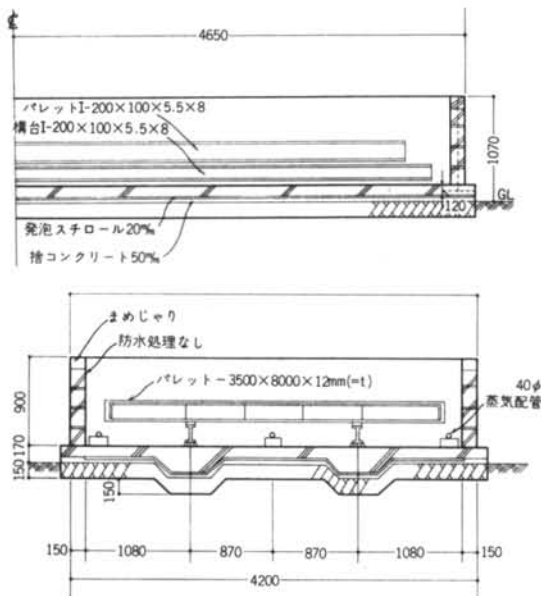
図-1, 2に示すような9,300×4,200×1,070(長さ×幅×高さ)の養生ピットを現場内で設置した。蒸気の供給は、スチームクリーナー(エレファント社製、容量:500ℓ/h)を使用して、PC版パレットの下端に配管したパイプ(径:40mm)に蒸気を送った。

養生ピットの保温性を増すために、ピットの下部は厚さ50mmの捨てコンクリートの上に発泡スチロール(厚さ20mm)を一面に敷き、さらにその上に厚さ120mmの普通コンクリートを打設した。ピットの周囲は、コンクリートブロック(厚さ150mm)を高さ90cmまで積み上げた。養生ピットのカバーは、保温シート(太陽工業社製、ナイロンターポリンA-41)を使用した。

写真-1, 2, 3にそれぞれ養生ピット、スチームクリーナー、保温シートを示す。



図一 養生ピット平面図



図二 養生ピット断面図

4.2 PC版ピット

ピット内の構台上に図一1, 2に示すように鋼製のパレットをセットした。周辺型わくはパレットにくさびとピンとで取り付けられている。パレット面の精度は、中央部で2mmのへこみがある。

4.3 試験体

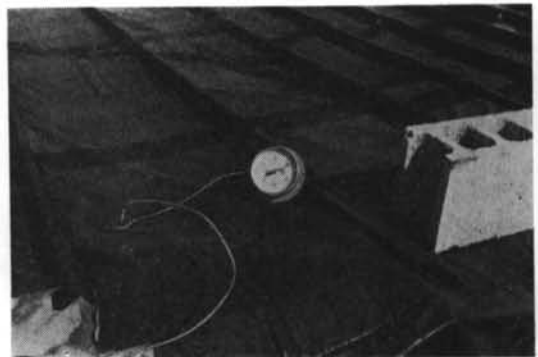
図一3に示すように、実物大の大型PC版である。鉄骨、鉄筋も設計通りにセットする。コンクリートは、本



写真一 養生ピット



写真二 スチームクリーナー



写真三 保温シート

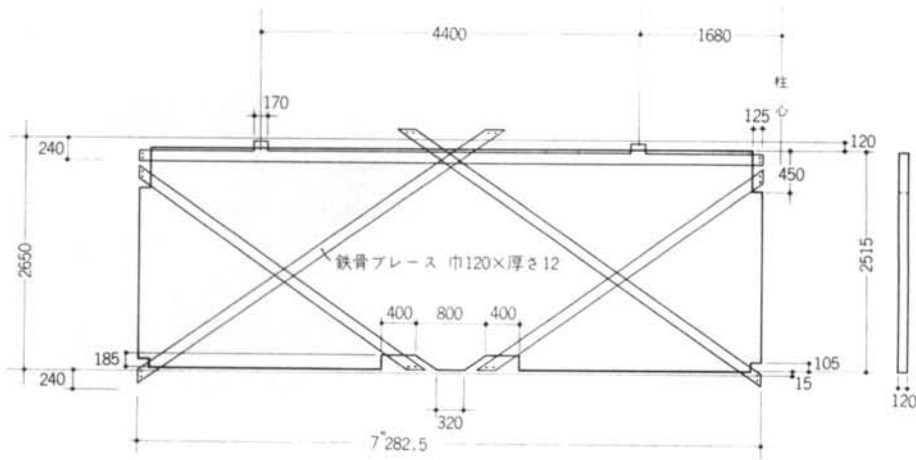


図-3 大型PC版(戸境壁)

工事と同じくPC版の自重を軽くするために軽量コンクリート(セライト)を使用し、供給は、東菱光コンクリート千葉工場からの生コン車による。

§ 5. 実験計画および試験体作製

5.1 蒸気養生計画

「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート工事標準仕様書」(JASS-10.4.8)に、次のように指定されている。

- (1)養生室の温度は均等に、かつ除々に上がるように蒸気を通さなければならない。
- (2)練り混ぜ開始後3時間を経過するまでは35℃以下に保つ。(前置時間は長い方がよい)
- (3)養生室の最高温度は80℃以下とする。
- (4)部材を養生室から取り出す時は、養生室の温度を徐々に下げたから行なう。
- (5)養生室から取り出した部材は、急激な冷却をさせ、湿潤状態を保つようにする。

また、当社相模原PC工場におけるPC版製造の一般基準を考慮すると、次の条件となる。

- (1)前置時間 3時間以上
- (2)温度上昇勾配 10℃/h～20℃/h
- (3)最高温度 60℃～70℃
- (4)養生ピットのカバー用シートは工場のもと同程度のものを使用する。(前述の保温シート)
- (5)翌朝脱型時の強度は120～150kg/cm²が必要である。

一方、製作サイクルは図-4のように考えられる。したがって、蒸気養生温度計画は、図-5のようになる。

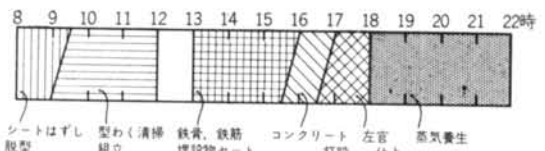


図-4 PC版製作サイクル

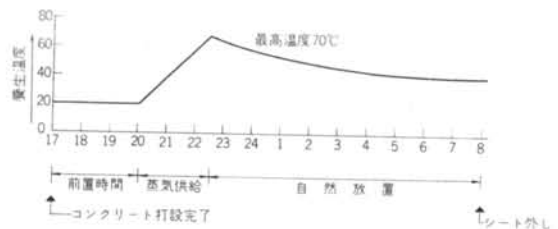


図-5 蒸気養生計画

5.2 コンクリート調合方針

JASS-10解説図4.7より、蒸気養生コンクリートの28日湿空養生強度に対する28日強度比を求めると

前置時間 3時間—10℃/h 最高温度52℃

→比強度 90%

前置時間 3時間—11℃/h 最高温度66℃

→比強度 80%

両者を平均して比強度85%となる。

よって調合条件として

(1)28日コンクリート所要強度 210kg/cm²

(2)比強度 85%

(1)(2)より調合強度 210kg/cm²÷(85%)=247kg/cm²

247kg/cm²→250kg/cm²(決定)

一方、スランプの値は、平打ちプレスキャストコンクリ

ートの打設し易い条件を考えると10cm以下で可能と思われる。重量が軽いことと経済性の両者を考えて

(3)骨材 粗骨材：セイライト
細骨材：砂

(1)(2)(3)の条件に基づいて、実験室でいくつかの試験練りを行なった。その結果を図-6に示す。これによりセイライトを使用した水セメント比45%のものを採用する。コンクリートの調合は表-1のようになる。

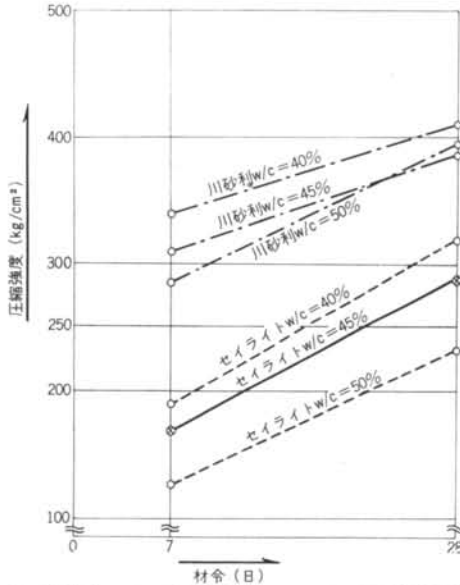


図-6 川砂利セイライト使用のコンクリート圧縮強度と材令の関係

コンクリート所要強度	水セメント比 (W/C)	スラブ	空気量	セメント	細骨材 (川砂)	粗骨材 (セイライト)	水	AE剤
kg/cm ²	%	cm	%	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
250	45	10	3~6	365	580	642	164	0.109

表-1 軽量コンクリート調合表

5.3 試験体製作

配筋および鉄骨ブレースは、実際の設計通り取り付けした。その状態を写真-4に示す。取り付け時間は約3時間である。

また、スラブ10cmのコンクリートを2.2m²を打設するのに要する時間は約30分である。鉄骨ブレース下端にコンクリートが廻りにくいのではないかと懸念されたが、棒状パイプレーターを充分使用したため、脱型後の調査ではきれいなコンクリート面が観察されている。

写真-5にコンクリート打設状態を示す。

コンクリート表面のこて仕上げは、打設後1時間ごと

に2回行なった。仕上げの程度は、多少粗い金ごて押え程度である。

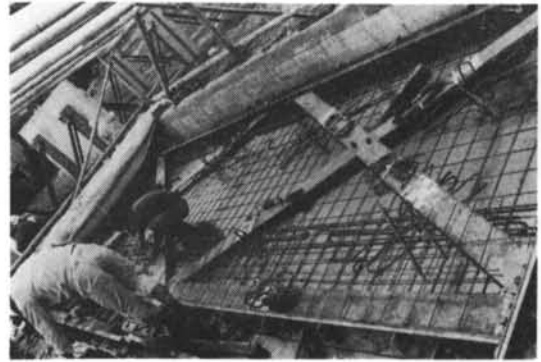


写真-4 鉄骨、鉄筋セット



写真-5 コンクリート打設

§ 6. 蒸気養生温度およびコンクリート強度

6.1 蒸気養生温度測定

PC版内の温度測定は、第1回目および第3回目のPC版製作時に関して、それぞれコンクリート打ち込みと同時に開始し、翌朝の脱型時までとする。測定器具は、写真-6、7に示すように電圧記録計と熱電対(銅-コニスタンタン)による。

測定位置および結果は図-7、8に示す。

6.2 コンクリート強度測定

第1回目より第4回目までのコンクリート強度測定結果を表-2に示す。このうち第1回目より第3回目までのコンクリート強度が250kg/cm²を下廻っているものは、5.2で述べた調合条件が時期的に採用出来なかったためである。

コンクリート圧縮試験器は、写真-8に示すように、油圧手動式、最高荷重100tのものである。

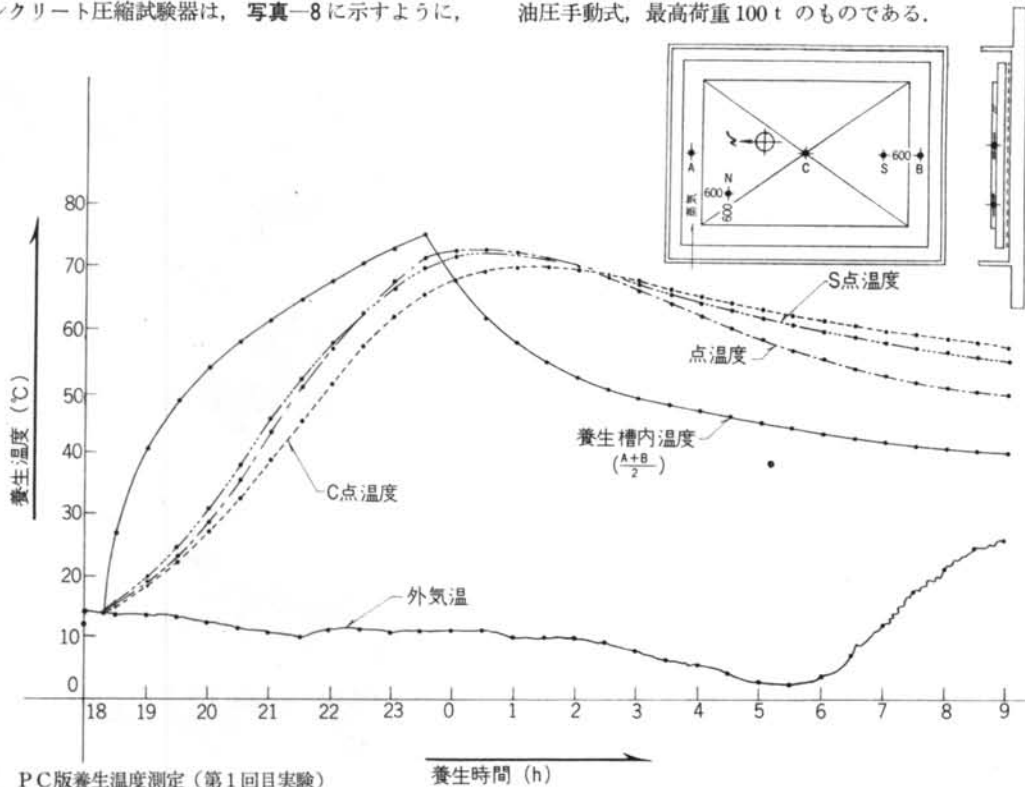


図-7 PC版養生温度測定 (第1回目実験)

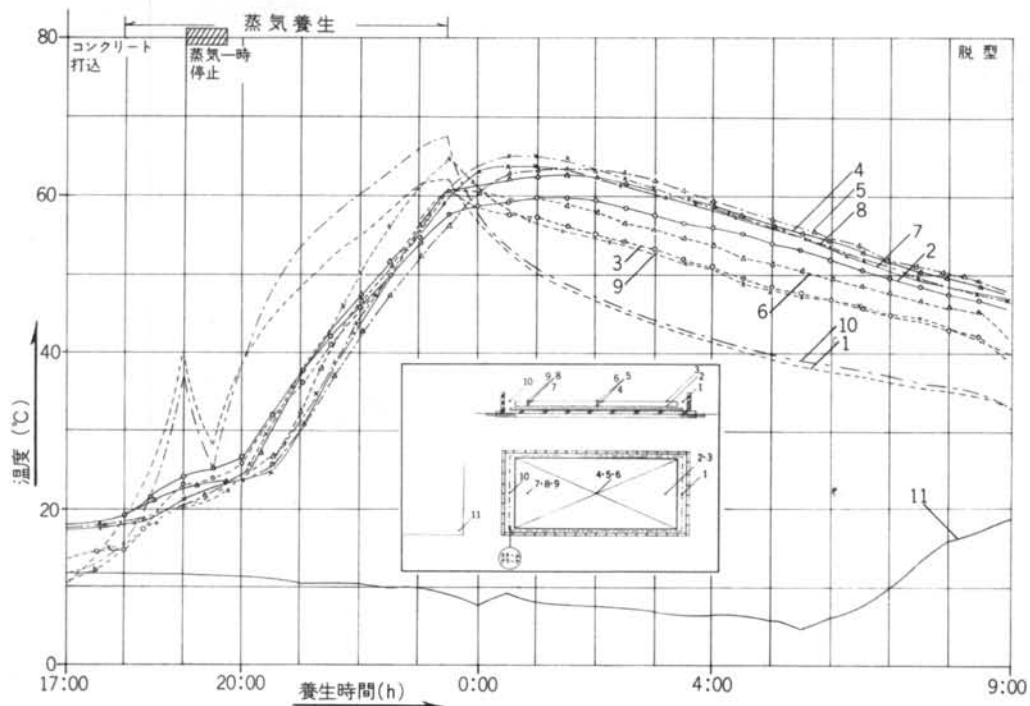
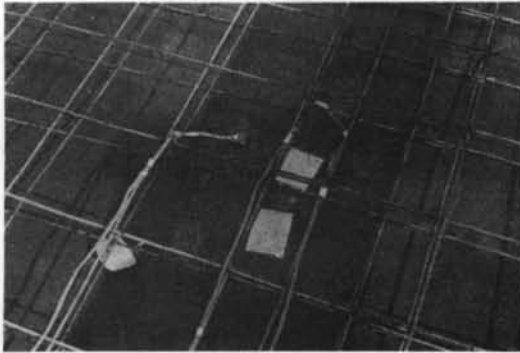


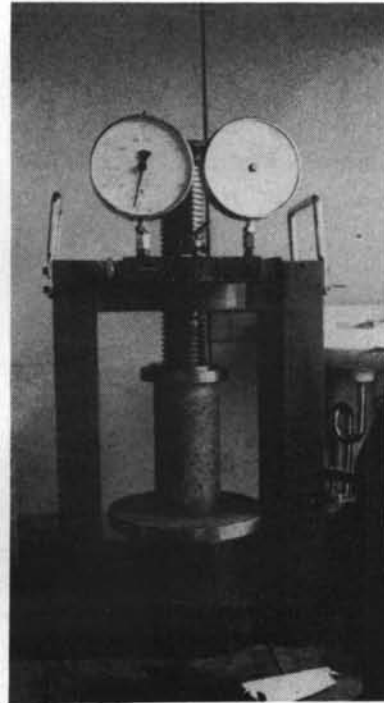
図-8 PC版養生温度測定 (第3回目実験)



写真一六 電圧記録計



写真一七 熱電対 (銅-コンスタンタン)



写真一八 コンクリート圧縮試験器

版種	内訳 強 度 (脱 型 時) kg/cm ²	強 度 1W kg/cm ²	強 度 4W kg/cm ²	スランブ cm	空 気 量 %	重 量 kg	(標準養生) 強 度 4W kg/cm ²	製 作 日 所	人 工 軽 量 骨 材 種 別
第 1 回	45.2	114.0	*156.3	15.2~16.6	2.3~2.5	—	—	44. 3.25	メサライト
	56.8	114.0	*156.3	15.2~16.6	2.3~2.5	—	—	(アサノ)	"
	—	114.0	*156.3	15.2~16.6	2.3~2.5	—	—	"	"
(平均)	51.0	114.0	*156.3	15.2~16.6	2.3~2.5	—	—	"	"
第 2 回	45.5	116.0	138.0	8.9~10.2	7.5	9.07	—	44. 4. 2	メサライト
	51.1	120.0	132.0	8.9~10.2	7.5	9.17	—	(アサノ)	"
	48.0	93.4	155.0	8.9~10.2	7.5	9.06	—	"	"
(平均)	48.2	109.8	142.0	8.9~10.2	7.5	9.10	—	"	"
第 3 回	100.0	234.0	302.0	3.2~4	4.5	10.29	307.0	44. 4.18	セイライト
	100.0	203.0	319.0	3.2~4	4.5	10.36	282.0	(三 菱)	"
	100.0	205.0	339.0	3.2~4	4.5	10.36	267.0	"	"
(平均)	100.0	214.0	320.0	3.2~4	4.5	10.33	285.0	"	"
第 4 回	164.7	267.0	325.0	10.0~10.6	2.8	9.83	280.0	44. 4.22	セイライト
	187.5	241.0	289.0	10.0~10.6	2.8	9.99	335.0	(三 菱)	"
	190.5	251.0	285.0	10.0~10.6	2.8	9.89	288.0	"	"
(平均)	180.9	253.0	300.0	10.0~10.6	2.8	9.90	301.0	"	"

注) *印は F_7 よりの F_{28} 推定値ただし蒸気養生の影響を強比85%として計算

表一 軽量コンクリート圧縮強度試験結果

6.3 蒸気養生下におけるコンクリートの強度発生

蒸気養生中のピット内部に39本のテストピース（ $\phi 15 \times 30\text{cm}$ ）を準備し、1時間ごとに3本ずつ取り出して圧縮強度を測定した。これによって養生時間と共にコンクリート強度が如何に変化するかを調査する。

この結果を図-9に示す。

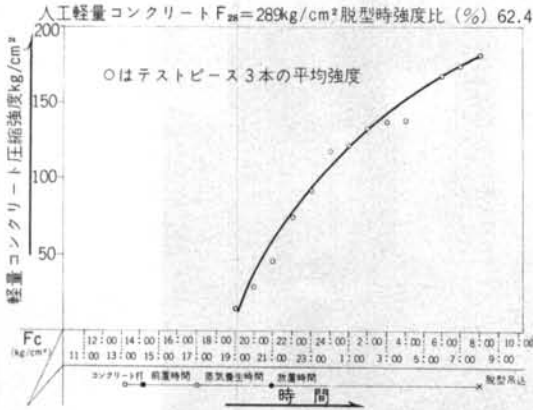


図-9 蒸気養生におけるコンクリート圧縮強度の発生状況 (第4回目実験)

§ 7. PC版建て起し

7.1 建て起し用フック

大型PC版を平打ちで製作する場合、一番の難点は、建て起しにあると考えられる。

本実験では、吊り上げフックとは別に、建て起し専用のフック（ $\phi 16\text{mm}$ 鉄筋）を写真-9に示すように組み、図-10に示す位置へ埋め込んだ。

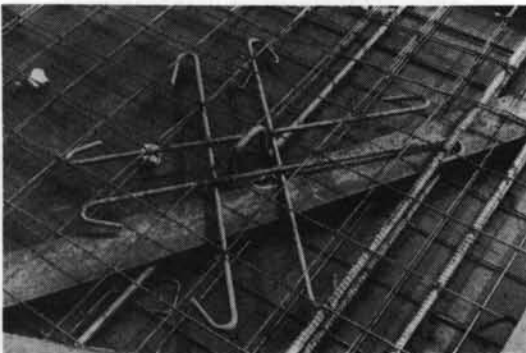


写真-9 建て起し用フック

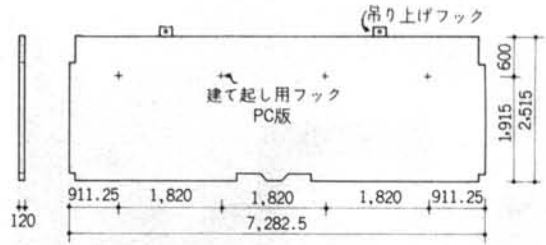


図-10 建て起し用フックの位置

7.2 建て起し時の破損

PC版全体の亀裂と破損の状態を図-11に、また各部の亀裂および破損の状況を写真-10, 11, 12に示す。

7.2.1 第1回目建て起し

建て起し用のフックを用いず、吊り上げフックのみで試験的に建て起しを試みたが、その結果図-11に示すように吊り上げフックを中心にして多数の亀裂が生じた。結局、吊り上げフックのみではPC版を建て起すことが出来ず、建て起し用フックによって脱型した。このとき、PC版ジョイント用のかき込み部（PC版上部）が一部分はくりした。これはかき込み部の周辺型わく部材



図-11(a) PC版建て起し時の亀裂(表・裏)状況図 (第1回~第2回)

にテーパーがないのが原因と思われたので、第2回目よりテーパーを設けた。

7.2.2 第2回目建て起し

第2回目から、建て起し専用フックを直接使用したので、前回の吊りフックによる多数の亀裂は見られなかったが、PC版が大きいので4点のフックで吊っても多少ねじれが生じて、部分的にクラックが生じた。

かき込み部のはくりは、テーパーを設けることにより解消したが、柱とのジョイント部であるコッター周辺に亀裂が発生した。これは建て起し前に生じたもので、収縮亀裂と考えられた。

7.2.3 第3回目建て起し

コッター部の補強のためφ6mmの鉄筋を埋め込んだ。その結果、コッター部周辺の亀裂は生じなくなった。

PC版中央部に縦に亀裂が入っているが、これは建て起し時の曲げによるものと思われた。

7.2.4 第4回目建て起し

これも第3回と同様PC版中央部に曲げによる亀裂が生じているが、今までのとは違ってヘアークラック程度であった。

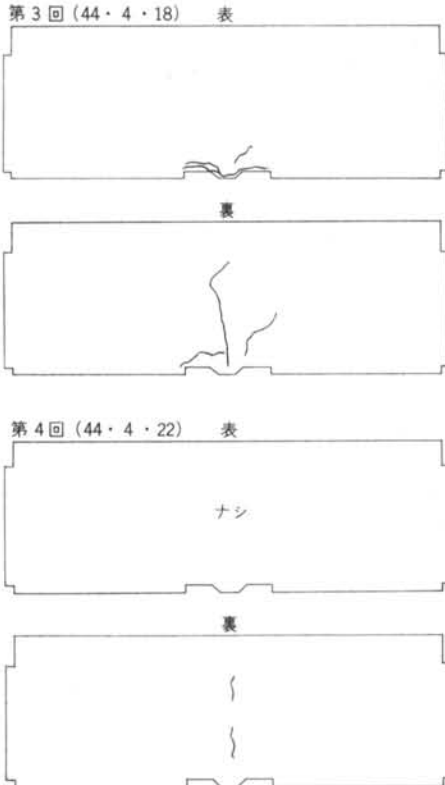


図-11(b) PC版建て起し時の亀裂(表・裏)状況図(第3回~第4回)

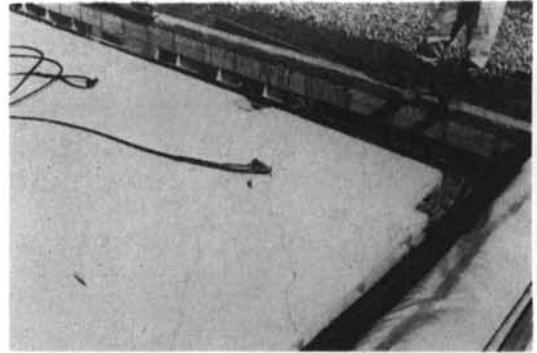


写真-10 吊り上げ用フックによる亀裂

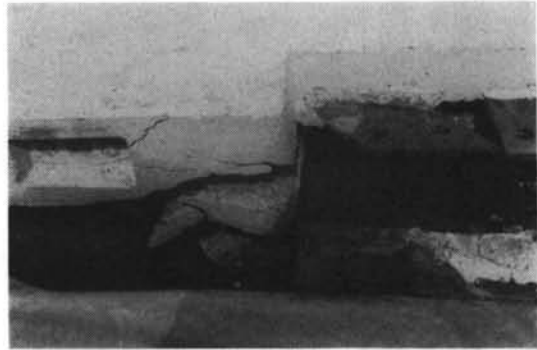


写真-11 周辺型わく部の破損



写真-12 コッター部収縮亀裂

7.3 建て起し時の荷重

5 t 容量の引っ張り型ロードセルを使用して、PC版の建て起し時に、どの程度の荷重がかかるかを調査した。その結果、PC版がパレット面よりはくりする時の最大荷重は5.0 t となり、一度はくりしたPC版を起す時は3.5 t、またPC版を吊り上げた場合 (= PC版自重) は4.1 t となった。

写真-13, 14, 15にその状態を示す。



写真-13 建て起し最大吊り荷重5.0 t



写真-14 吊り荷重3.5 t

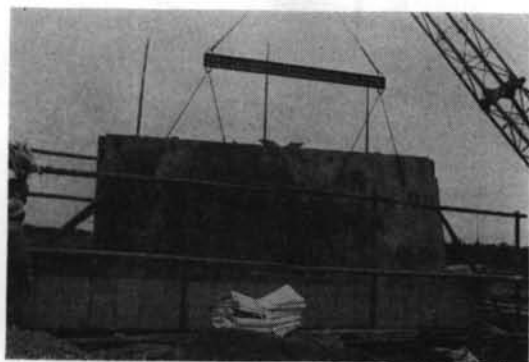


写真-15 PC版自重4.1 t

§ 8. 実験結果

8.1 簡易蒸気養生設備の効果について

図-7, 8より第1回目, 第3回目ともにコンクリート温度は、温度上昇勾配 $10 \sim 20^\circ\text{C}/\text{h}$ でほぼ均等に上昇している。

8.1.1 養生時間と軽量コンクリート圧縮強度との関係

図-9よりコンクリート強度は、蒸気供給開始後、脱型時まで時間につれてゆるやかなカーブを描いて増大している。その値は蒸気養生開始後から15時間たって $180 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となる。

このように、軽量コンクリートにおいて、その調合が適切であれば今回の養生条件下では、十分所要強度を満足し得る。

8.1.2 養生設備について

以上に述べたことから、本実験において当現場の簡易養生設備はその目的を十分達成するものと確認される。

蒸気の供給量についても、大型PC版1枚に対して $500 \ell/\text{h}$ 程度のスチームクリーナー1台で十分養生可能である。

8.2 PC版の建て起しによる破損について

8.2.1 パレットの傾斜

今回の実験で、パレットの傾斜をつけないでPC版の脱型建て起しを行ない、その結果、転倒形式のパレットの必要性は認められないが、吊り金物を特別に配置したり、周辺型わく部材を補強材として利用する等の配慮が必要である。

8.2.2 吊り金物の位置

吊り金物は、吊り上げ用フックとは別に、建て起し専用のフックが最低4本は必要である。その位置は、建て起し時に生じるモーメントのいちばん小さい箇所(本実験ではPC版高さの $1/4$ 程度の点)に、均等に配置すればよい。

8.2.3 周辺型わくの補強材としての利用

PC版を建て起す場合、PC版の下部が支点となるので、下部の周辺型わくをアンカーボルトでPC版に固定したまま建て起しを開始し、PC版が完全に吊り上げられてから、周辺部材を取りはずした。これによってPC版の下部の損傷は少なくなった。このように周辺型わく材は、建て起し時に補強材として利用することが望ましい。

§ 9. 実施上からの考察

9.1 現場における蒸気養生設備について

本実験程度の養生設備で、十分な管理体制の下に行なえば、現場におけるPC版の製作は可能である。当現場においても、実験から実施へ移り、その期間中何の支障もなくその効果をあげた。

9.2 PC版の建て起しについて

平打ちによる建て起しにおいて、吊りフックとは別に建て起し専用のフックが必要であるため、現場で仕上げ工事を行なう際、そのフックを切断し、その後にモルタルを充てんする等の補修手間がかかる。また、構造的には影響ないが、建て起し時に曲げによる亀裂が生じやすい等の問題がある。

これらについては今後、検討を加える必要がある。

その3 PC版水平加力試験

杉田 稔

§ 1. 概要

本報告は、川崎製鉄園生アパート（KS-1型）第1および第2棟に用いられた、鉄骨ブレース入り大型PC壁版の耐震壁としての性状と耐力を確認するため、静的な水平繰り返し加力試験を行なった結果の報告である。

本実験は、先のPC版建て起し実験に引き続き、その建て起し実験に使用したPC版2体を用いて実験を行なった。

試験日

第1回試験 昭和44年7月17～21日

第2回試験 昭和44年9月8～9日

試験場所

千葉市園生町1351番地 川鉄園生アパート内

§ 2. 試験体および実験方法

2.1 試験体について

実験に用いたPC版は、11階建アパートの構造そのままを取り出したものであって、図-1に示すように、梁間方向の戸境壁の下層階の壁である。

供試体戸境壁の形状および寸法を図-2に示す。

PC版は、あらかじめ孔明け加工された鉄骨FB（Fl-

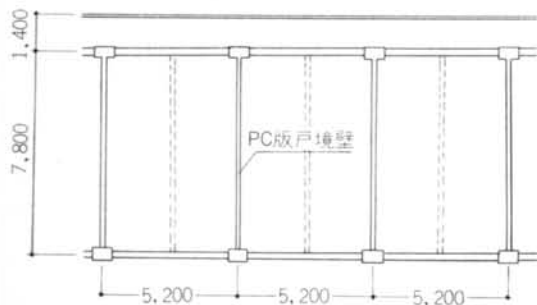


図-1

at bar) をPC版製作ビット内の定盤上で組み上げ、配筋の上、表-1に示す設計調合の人工軽量コンクリートを打設、一晚蒸気養生を行ない、1枚のPC版に成形する。

試験体は2体で、試験体-1、2とも同じ仕様にて作

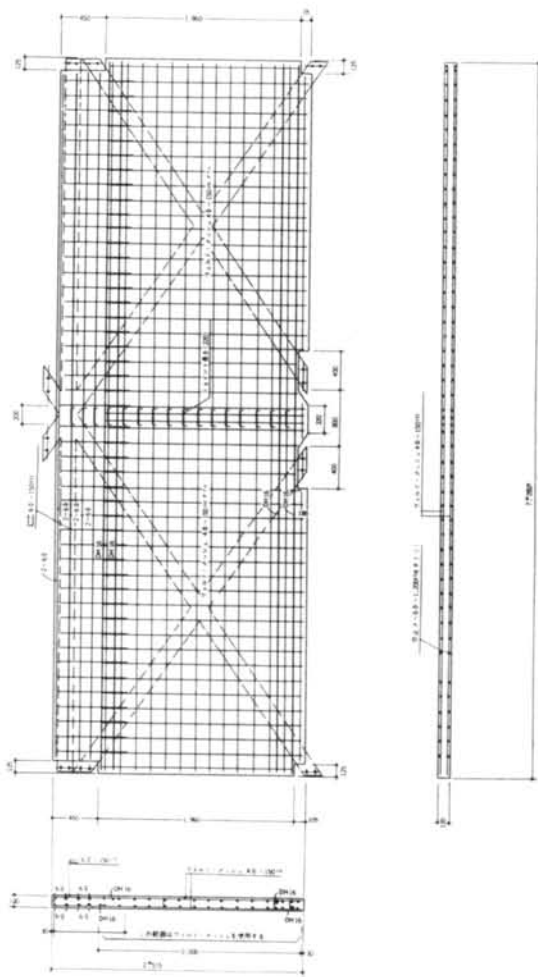


図-2 試験体戸境壁配筋および形状図

られたものである。

試験体-1は、建て起し試験において、亀裂を発生することなく、建て起しに成功したPC版である。

試験の結果、ジャッキの載荷能力200t（設計荷重の約2倍）に達して破壊にいたらなかった。

そこで、試験体-2においては、実際に震時の亀裂発生後のPC版の耐力についての検討を行なうため、また、実際建て方中にPC版に亀裂の発生することも想定して、先の建て起し試験の際に亀裂の発生したPC版について破壊試験を行なった。

2.2 使用材料

PC壁版部

鉄骨ブレース	F. B. 12×180	SS41
鉄筋	棒鋼	SR24
	異形棒鋼	SD35
	ウェルド・メッシュ 4φ-150@	
	H. T. B.	11T

セイライトコンクリート

柱部

鉄骨鋼材	□-250×90×9	SS41
鉄筋	棒鋼	SR24

普通コンクリート

コンクリートの設計割合を表-1, 2に示す。

設計強度	水セメント比	スランプ	空気量	セメント	砂	セイライト	水	AE剤
kg/cm ²	%	cm	%	kg	kg	kg	kg	kg
210	45.0	6	3~6	347	827	555	159	0.14

注) セメント 三菱普通ポルトランドセメント
砂 木更津, 利根川産
AE剤 ビンゾール

表-1 PC壁版部コンクリート設計割合表

設計強度	水セメント比	スランプ	空気量	セメント	砂	砂利	水	AE剤
kg/cm ²	%	cm		kg	kg	kg	kg	
210	60.0	18	—	308	827	1,060	185	—

注) セメント 三菱早強ポルトランドセメント
砂 木更津, 利根川産
砂利 大井川, 富士川産
<設計強度は材令7日強度>

表-2 柱部コンクリート設計割合表

2.3 材料試験結果

No.	スランプ cm	材令 day	重量 kg	破壊荷重 ton	圧縮強度 kg/cm ²	備考
1	3.2~4.0	1			100	(脱型時試験)
2		"			100	(蒸気養生)
3		"			100	(100)
4	3.2~4.0	7	10.29	41.4	234	(蒸気養生後標準養生)
5		"	10.36	35.9	203	
6		"	10.36	36.2	205	(214)
7	3.2~4.0	28	10.44	54.2	307	(標準養生のみ)
8		"	10.31	49.9	282	
9		"	10.35	47.1	267	(285)
10	3.2~4.0	28	10.56	53.3	302	(蒸気養生後標準養生)
11		"	10.56	56.3	319	
12		"	10.44	59.9	339	(320)
13	3.2~4.0	60	10.34	55.0	311	(加力試験時)
14		"	10.53	61.6	349	(標準養生のみ)
15		"	10.38	58.2	329	(330)

表-3 コンクリート強度試験結果(試験体-1)
PC版用コンクリート(打設日 44. 4. 18)

No.	スランプ cm	材令 day	重量 kg	破壊荷重 ton	圧縮強度 kg/cm ²	備考
1	8.9~10.2	1			45.5	(脱型時試験)
2		"			51.1	(蒸気養生)
3		"			48.0	(48.2)
4	8.9~10.2	7	9.20	20.5	116	(蒸気養生後標準養生)
5		"	9.18	21.2	120	
6		"	9.13	16.5	93.4	(110)
7	8.9~10.2	28	9.07	24.3	138	"
8		"	9.17	23.3	132	
9		"	9.06	27.4	155	(142)
10	8.9~10.2	159	9.17	35.4	200	(加力試験時)
11		"	9.18	33.7	191	(蒸気養生後標準養生)
12		"	9.24	36.9	209	(200)

表-4 コンクリート強度試験結果(試験体-2)
PC版用コンクリート(打設日 44. 4. 2)

No.	スランブ cm	材令 day	重量 kg	破壊荷重 ton	圧縮強度 kg/cm ²	備考
1	19.1	7	12.30	46.0	260	(標準養生)
2		"	12.55	44.0	249	
3		"	12.45	44.0	249	
					(253)	
6	19.1	28	12.45	55.0	317	(標準養生)
7		"	12.40	53.0	300	
8		"	12.45	52.0	294	
					(300)	

表-5 コンクリート強度試験結果(試験体-1)
柱脚部コンクリート(打設日 44. 5.29)

No.	スランブ cm	材令 day	重量 kg	破壊荷重 ton	圧縮強度 kg/cm ²	備考
1	17.2	7	12.23	29.6	168	(標準養生)
2		"	12.22	32.3	183	
3		"	12.20	25.0	142	
					(162)	
4	17.2	28	12.12	35.5	201	
5		"	12.11	37.5	212	
6		"	12.24	36.3	205	
					(206)	

表-6 コンクリート強度試験結果(試験体-2)
柱脚部コンクリート(打設日 44. 8.11)

2.4 加力方法

加力は現場内に作製した反力ピットにおいて行なわれた。図-3に加力装置図を示す。

反力ピット内に水平に設置されたP C版供試体と柱鉄

骨(本実験では実設計H型鋼と同等の断面性能を持つようチャンネル2個抱き合せて代用した)と接合した後、柱部を配筋しコンクリートを打設した。

また、水平力を伝達するための加力ビームとしてH型鋼を図-4に示すように設置し、周辺の加力ビームから200 t能力の両動オイルジャッキを用いて、正負繰返し加力した。

加力段階は下に示す通りである。

第1サイクル:設計荷重正負繰返し

第2サイクル:動的解析による設計水平力正負繰返し

第3サイクル:設計荷重の2倍正負繰返し

第4サイクル:正方向最大荷重まで

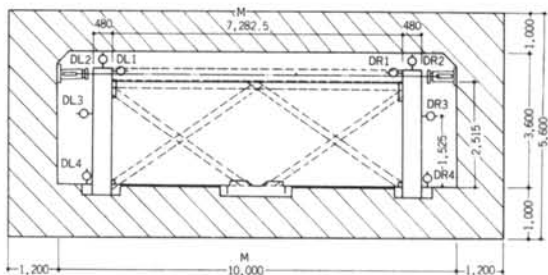


図-3 ダイヤルゲージ測定位置図

2.5 測定方法について

図-4にゲージの測定点位置を示す。

P C版内鉄骨プレースの各節点間中央部にワイヤストレーンゲージ(W. S. G)を貼付し、鉄骨プレースの挙動を測定した。

ゲージは図-4に示すように、プレース測定点あたり

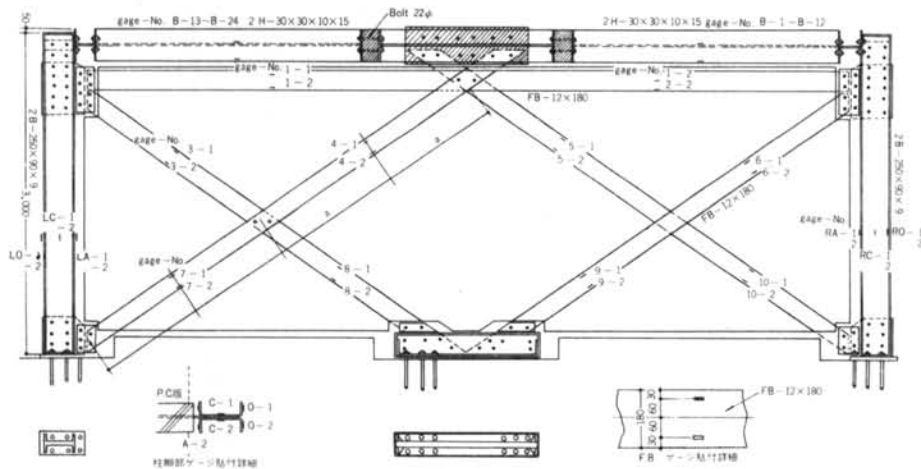


図-4 W. S. G貼付位置図

一方向ゲージ2枚ずつFB表面に貼付した。ゲージはいずれもコンクリート内埋め込みとなるので、電気的絶縁性と保護のためアラルダイトにてコーティングした。

同様に柱部鉄骨にW. S. Gを貼り、柱鉄骨部の軸力を測定した。図-4に示すように柱1本につき6点ずつゲージを貼付した。

また、版上部の加力ビーム(H鋼)に水平力の伝達量を測定するため、軸力測定用のW. S. Gを貼付し測定した。

図-3に示すように1/100ダイヤルゲージにて、加力による層間変形量を測定し、また、柱頭部と柱脚部にて版の回転量を測定した。

§ 3. 実験結果

3.1 破壊経過

3.1.1 試験体-1

第1サイクル：設計荷重(91.5 t)までの挙動をとらえるため、正荷重90 t～、負荷重-100 tまで10 tピッチにて加力し、ループを描かせた。

+40 t～50 tにて、加力側柱頭部FBとのジョイント

部に、また、+80 tにてPC版と柱との打ちつき部目地からPC版に滑り亀裂が発生した。

第2サイクル：PC壁版へのせん断初亀裂発生まで加力ループを描いた。+170 tにて、引張側ブレースに沿って、斜張力によるせん断亀裂が発生した。

また、その間荷重110 tから130 tにて、版下部中央部のFBジョイント部からPC版ふちに沿って亀裂が発生している。

第3サイクル：正荷重+205 tまで加力して0 tまで戻した。最大荷重は試験機の容量で205 tまでで止めざるを得なかった。

PC壁版は破壊にまでいたらなかったが、設計せん断力 $Q_s=91.5 t$ の2.2倍、また、動的解析による最大水平力 $Q_D=131.0 t$ の約1.6倍まで加力したこととなる。

亀裂は、圧縮側ブレースに沿って、表裏ともせん断亀裂が入った。また、柱基礎部分の浮上りが生じた。

本実験の最大荷重205 tでは耐力上は別段問題点がなく十分耐え得る事が確認された。

PC版内の鉄骨FBの最大引張応力度は $\sigma_t=1,260 \text{ kg/cm}^2$ であって、設計許容応力度の約50%ほどである。

柱脚の浮き上りによる回転量も含めて、最大層間変形

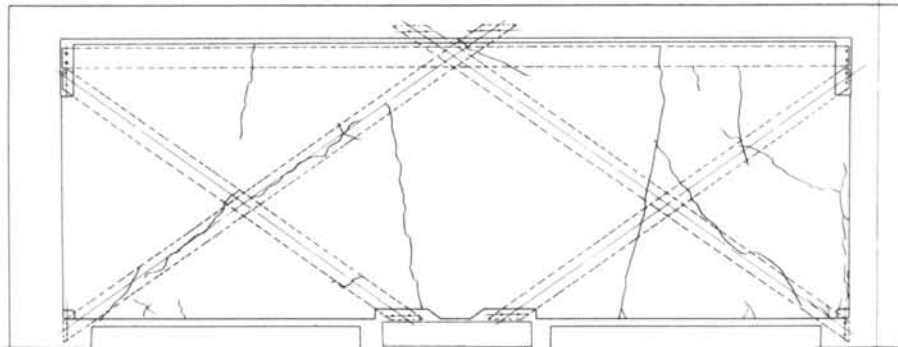


図-5 試験体-2 試験前ひびわれ状況図(版表側)

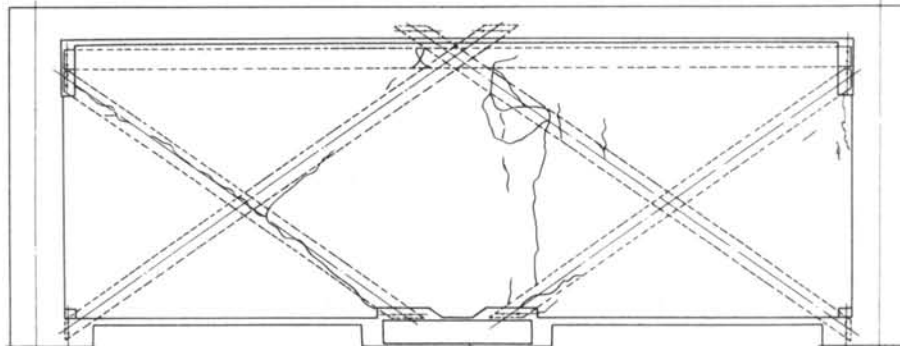


図-6 試験体-2 試験前ひびわれ状況図(版裏側)

量 $\delta \max = 12.2\text{mm}$ であって、 $R \approx 1/200$ にあたる。

3.1.2 試験体-2

本実験に使用したPC版の試験前亀裂発生状況は、図-5、図-6に示した。

第1サイクル：設計荷重91.5tに対して、正負90tまで10tピッチにて加力した。+70tにて、PC版裏側の引張側ブレースに沿って亀裂が生じた。

PC版表側にも、引張側ブレースに沿って、水平荷重80tに亀裂が発生した。

加力側柱とPC版のジョイント・コッター部に沿って亀裂が発生した。

第2サイクル：設計荷重の1.5倍を想定して、正負140tにてループを描いた。

版中央に鉄骨ブレースとは離れた位置にせん断亀裂が発生した。

第3サイクル：設計荷重の2倍までとし、正負180tまで加力した。

柱脚固定部に柱脚の浮き上りによる亀裂が発生した。

第4サイクル：正荷重200tまで加力。

最大層間変形量 $\delta = 26\text{mm}$ で、部材角はほぼ $1/100$ である。

先と同様最大荷重は試験機の容量で200tまでにて止めざるを得なかった。

3.2 荷重-層間変位の関係

図-3に示した、柱頭部のダイヤルゲージの測定により、荷重と層間変位の関係を示す。

測定ゲージDL1とDR1の平均値をもって層間変位量とする。

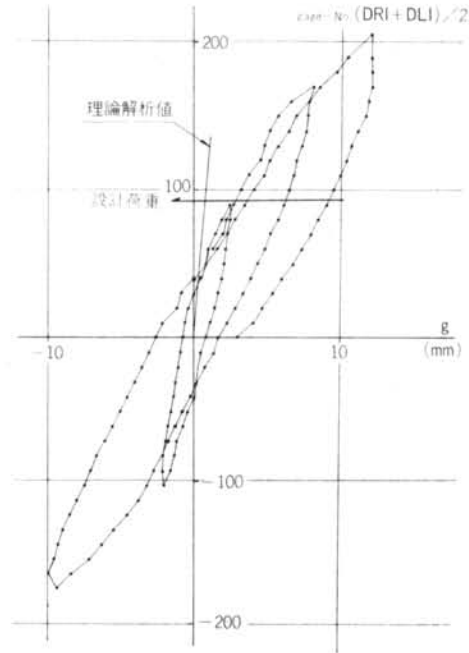


図-7 試験体-1 荷重変位曲線

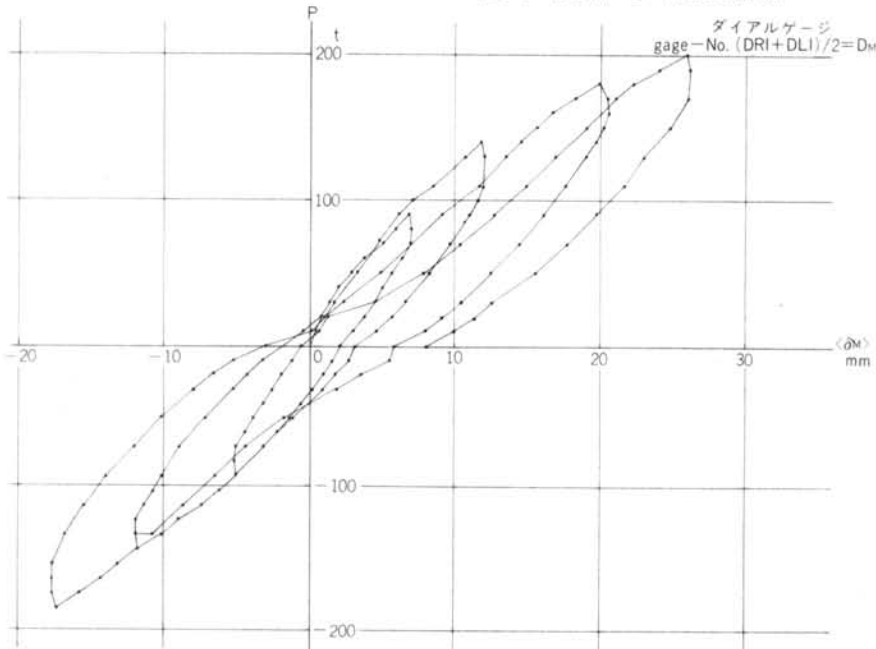


図-8 試験体-2 荷重変位曲線

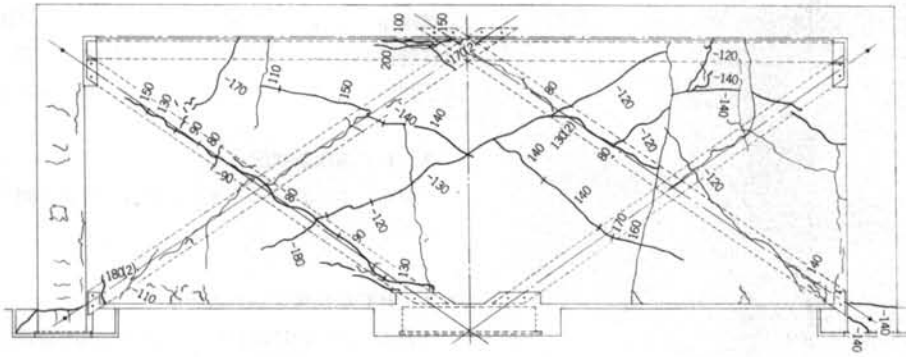


図-12 試験体-2 表側ひびわれ状況図

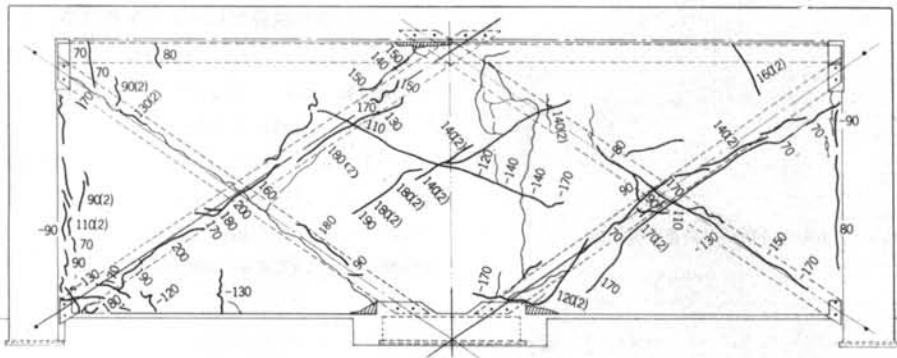


図-13 試験体-2 裏側ひびわれ状況図

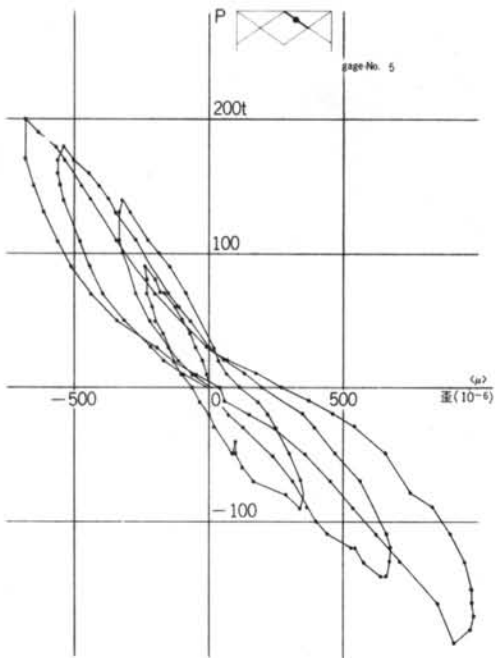


図-14 鉄骨ブレース荷重-歪曲線図

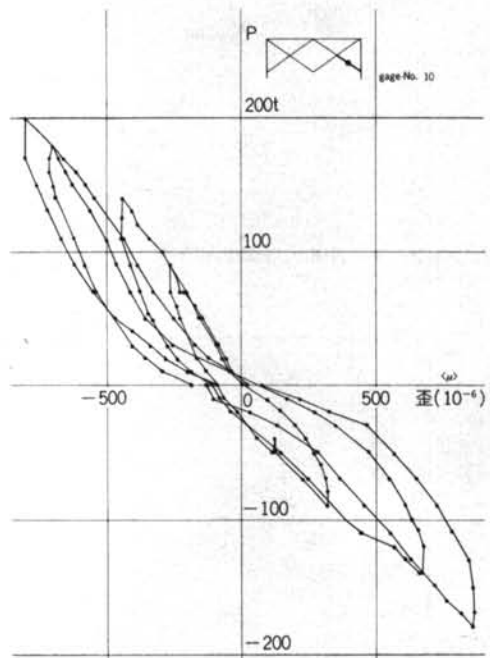


図-15 鉄骨ブレース荷重-歪曲線図

PC版内鉄骨ブレースの挙動を検討するために、図-18に示すように架構の各節点に節点番号を定めておく。

図-16、図-17に示すように、PC版内鉄骨ブレースの挙動は、試験体-1、2ともにほぼ同じような傾向を示している。

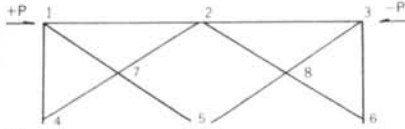


図-18

各加力段階についての、水平加力ビームの軸力伝達量を求めて、PC壁版の上部各節点への伝達水平力を求めた。先の荷重3段階の加力時の伝達関係を図-19、20に示す。

試験体-1、2では、節点1、2、3での水平力の分担の割合が多少異なっている。これは柱脚での固定条件

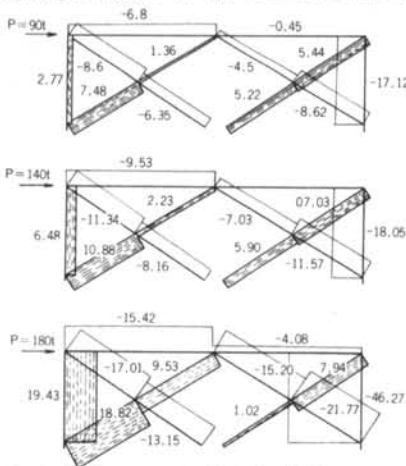


図-16 試験体-1 FB軸力図(正方向)

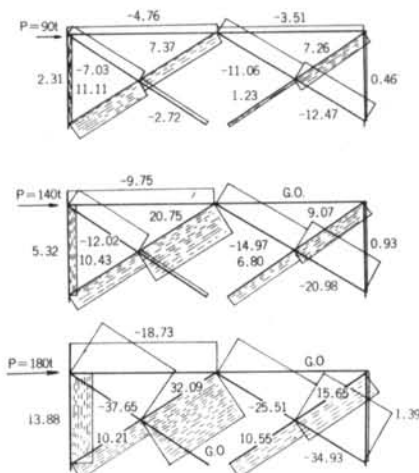


図-17 試験体-2 FB軸力図(正方向)

が十分でなく、供試体の回転の発生にも原因がある。

水平力の約50~65%ほどが、加力側柱脚より伝達されている。

鉄骨ブレースについては、柱脚部に連なる4-7、6-8部材の引張および圧縮応力度が大きい。これは先に当研究所での光弾性モデルによる傾向と一致している。

いま、鉄骨ブレースによるトラス構造と考えると、部材4-7-2と2-8-6の大きなトラスと1-4、1-7、4-7および3-8、8-6、3-6とで作られるトラスで抵抗していると考えられる。

鉄骨ブレースは亀裂発生後も座屈することなく十分な耐力が期待できる。

鉄骨ブレースの最大応力度は、試験体-1で $\sigma = 1260 \text{ kg/cm}^2$ 、試験体-2で $\sigma = 2060 \text{ kg/cm}^2$ で亀裂発生後も十分な耐力が期待できると考えられる。

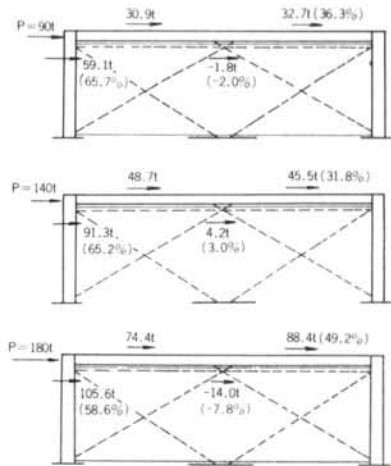


図-19 試験体-1 水平力伝達量

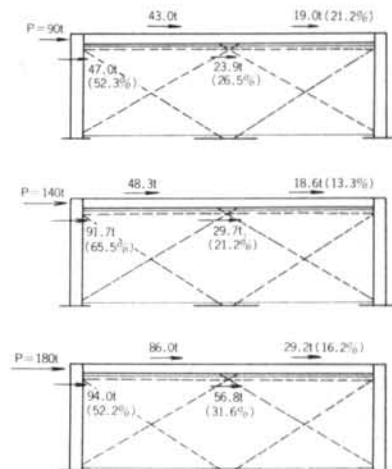


図-20 試験体-2 水平力伝達量

§ 4. 実験結果の検討

4.1 供試体変形解析

戸境壁の荷重と変形の関係(試験体の層間変位)を次の仮定条件のもとで弾性理論解析を行なった。

仮定1 壁は底部にて、完全固定されているものとする。

仮定2 供試体の曲げ、せん断変形量は次式から求める。

$$\delta = \delta_s + \delta_b = \frac{k \cdot P \cdot h}{\beta G A_w} + \frac{P h^3}{3 E I_w} \quad \dots (1)$$

k : 形状係数 A_w : 壁断面積
 β : 塑性係数 I_w : 断面二次モーメント
 P : 水圧力 G : せん断弾性係数
 h : 壁高 E : ヤング係数

仮定3 形状係数および塑性係数は以下のように仮定する。

$$k = 1.2 \quad \beta = 1.0$$

仮定4 せん断用断面積としては、正味の壁断面積をあてる。

仮定5 断面二次モーメントは柱形を含めて考える。

$$A_w = t \cdot l = 12 \times 730 = 8,760 \text{ cm}^2$$

t : 版厚 l : 壁長

$$I_w = 14.36 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$h = 250 \text{ cm}$$

$$E_c = 1.05 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 0.43 E_c$$

(1)式に上記の数値をそれぞれ代入して

$$\delta = 7.95 \times 10^{-7} \quad \dots (2)$$

(2)式で示された関係を図示すると、図-9に示す直線となる。

図-9に示されたように、実験では荷重40 t程からジョイント部、およびコッター部のすべりが生じており、壁版が底部にて完全に固定されていない関係から、荷重変位曲線は $P = 40 \text{ t}$ の値から直線の理論解から離れて大きな変位を示してくる。

しかしながら、初期剛性としては、完全固定壁版としての、曲げせん断変形の弾性理論解析の結果とほぼ一致すると考えられる。

4.2 初亀裂発生荷重について

試験前に亀裂が発生していた試験体-2についてはこの節では除外して、試験体-1についてのみ考察する。

1) コンクリート強度について

P C壁版設計コンクリート強度は $F_{cd} = 210 \text{ kg/cm}^2$

P C壁版供試体コンクリート強度は

標準養生(材令28日) $F_{c28} = 285 \text{ kg/cm}^2$

蒸気養生後標準養生(材令28日) $F_{c28}' = 320 \text{ kg/cm}^2$

試験時(材令60日) $F_{c60} = 330 \text{ kg/cm}^2$

2) コンクリートせん断降伏応力度 τ_c の仮定

高強度の軽量コンクリートでは、せん断強度の圧縮強度に対する比 τ_c/F_c は、普通コンクリートのそれより幾分小さい傾向を示す。また、初亀裂発生荷重は、壁回りのフレームの拘束が大なるほど τ_c/F_c は大であるといわれている。

P C壁版は柱とよる拘束だけであるので、以下のようになら τ_c/F_c の比率を仮定した。

$$\tau_c/F_c = \frac{1}{15} \quad \dots (3)$$

1)で示したコンクリート強度を用いて、各せん断応力度を求めると以下になる。

設計コンクリートせん断応力度 $\tau_{cd} = 14.0 \text{ kg/cm}^2$

供試体コンクリートせん断応力度 $\tau_{c28} = 19.0 \text{ kg/cm}^2$

" $\tau_{c28}' = 21.3 \text{ kg/cm}^2$

" $\tau_{c60} = 22.0 \text{ kg/cm}^2$

3) せん断力負担面積について

せん断力は壁のみで負担するとして、その負担断面積 A_w は以下となる。

$$A_w = t \cdot l \\ = 8,760 \text{ cm}^2$$

4) 壁の初亀裂発生の平均せん断応力度をコンクリートのせん断応力度と等しいと仮定すると、せん断初亀裂発生時の壁のせん断力 P_{cr} は以下となる。

$$P_{crd} = \tau_{cd} \cdot A_w = 14.0 \times 8760 \div 122.6 \text{ t}$$

$$P_{cr28} = \tau_{c28} \cdot A_w = 19.0 \times 8760 \div 166.4 \text{ t}$$

$$P_{cr28}' = \tau_{c28}' \cdot A_w = 21.3 \times 8760 \div 186.6 \text{ t}$$

$$P_{cr60} = \tau_{c60} \cdot A_w = 22.0 \times 8760 \div 192.7 \text{ t}$$

5) 試験時せん断初亀裂荷重との比較

正方向加力時 $P_{cr} = 170 \text{ t}$

負方向加力時 $P_{cr} = 160 \text{ t}$

2つの値の平均値を試験時せん断初亀裂荷重とすると、 $P_{cr} = 165 \text{ t}$ となる。

いま、4)で得られた各値と比較してみると以下の表となる。

	P_{cr}/P_{crd}	P_{cr}/P_{cr28}	P_{cr}/P_{cr28}'	P_{cr}/P_{cr60}
n	1.35	0.99	0.88	0.86

表-7

初亀裂荷重は、コンクリート強度からの算定値より少なめの値となっているが、これはP C壁版と養生の状態

が異なることが原因と考えられる。特に、軽量コンクリートにおいては、乾燥による引張強度の低下の程度は湿潤養生した場合の約75%といわれている。したがって、空中養生していたPC壁版のコンクリート強度の低下を考えると、ほぼ近い結果が得られたといえよう。

6) 設計水平力 Q_a に対する検討

設計水平力 $Q_a = 91.5 \text{ t}$

したがって、試験時せん断初亀裂荷重 $P_{cr} = 165 \text{ t}$ の設計層せん断力に対する比 n_0 は

$$n_0 = P_{cr}/Q_a \doteq 1.80$$

また、動的解析に水平力 $Q'_a = 131.0 \text{ t}$ に対する比 n'_0 は、

$$n'_0 = P_{cr}/Q'_a \doteq 1.26$$

したがって、いずれを取ってもせん断初亀裂荷重は設計荷重を上まわっている。

4.3 亀裂発生後のPC壁版の挙動について

第1回試験の結果、PC壁版は亀裂発生後もかなりの剛性を持つことが確認された。しかしながら、加力ジャッキならびに反力ピット等の載荷装置の能力から、最大荷重が押えられてしまったので、第2回の試験体として、建て起し試験時に亀裂の発生したPC壁版を用いて、亀裂の発生したPC壁版の挙動を求めた。

これは、本工法においては、PC版の製作から組み立てにいたる過程において、壁版に物理的亀裂が発生する場合を想定してである。

その結果、亀裂発生後のPC壁版もかなりの剛性を持つことが確認された。

本建物の設計においては、初亀裂発生後は、圧縮側ブレースの座屈を考慮して、引張側ブレースのみ有効とみなして、靱性をブレースに期待して、圧縮側ブレースは無視し、トラスに近似して解析を行なっている。

しかしながら、PC壁版にせん断亀裂が発生した後でも、圧縮側ブレースの座屈拘束として働き、また、コンクリート自体も、ある割合の圧縮力を負担してくれるものと考えられる。

そこで、PC壁版を鉄骨ブレースの形のトラスとして近似解析をする場合も、壁版に挿入されている鉄骨、すなわち、コンクリート被覆されたFBは座屈することなく、軸力を分担させることが可能と考える。

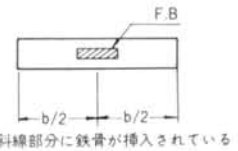
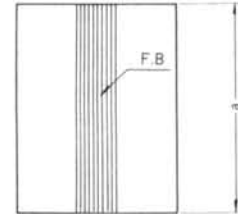
谷、本原両氏の「鉄骨コンクリート構造における鉄骨の座屈に関する研究」¹⁾の研究によれば、コンクリート被覆されたFBの座屈変形が、棒状変形と板状変形との境界値からコンクリートの有効幅を求める式を導入している。

$$b = \frac{2a}{\pi} \doteq 0.63a \quad \dots(4)$$

ここで

b : コンクリート有効幅

a : 鉄骨有効長

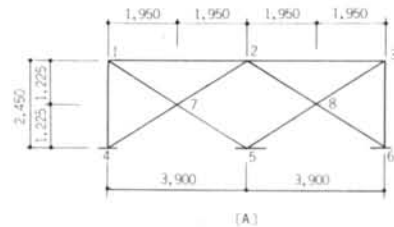


図—21

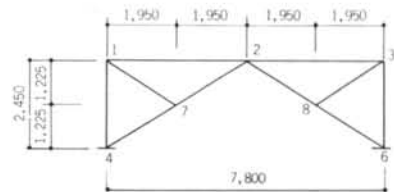
この式は以下の仮定にもとずいて誘導されている。

1. 鉄骨がコンクリートに被覆された場合の鉄骨の座屈形式を Euler 座屈のみを考える。
2. 鉄骨はコンクリートより変位拘束をうけている。
3. コンクリートへの応力伝達は挿入されている鉄骨によりなされる。
4. 鉄骨からコンクリートへの応力伝達を理想化し、また変形式として荷重分布域の中央における撓みを用いている。

したがって、鉄骨幅がコンクリート幅に比して、大きな割合をしめる場合には不合理であるが、両者の比がある程度大きくなれば近似化されると考えられる。



(A)



(B)

図—22

トラス置換解析

(4)式を用いて、コンクリート有効幅を考慮し、トラス架構に置換して近似解析を行なった。

1 架構仮定：

鉄骨FBおよび柱によるトラス架構を図-22に示すように仮定し、各節点を図に示したように節点番号を定める。

架構[A] PC版に設置したFBをそのままトラス部材とする。

架構[B] 実験の結果から、7-5、5-8部材はそれほど大きな軸力を受けていないので、2部材を除いた架構を仮定する。

2 部材断面の仮定：

PC版断面の仮定：

1) 軽量コンクリート LC120

$$n = 20 \quad E_c = 1.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートは亀裂発生後も、なお弾性域にあると仮定する。

2) 引張力はFB180×12にのみ負担すると仮定する。

3) 圧縮側部材は、コンクリートの有効幅を先の(4)式により算定し、鉄骨FBはコンクリートにより座屈拘束されていると考えて、鉄骨FBおよび有効幅内のコンクリートも共に圧縮力を負担するものと仮定する。

4) 節点での曲げ伝達を考慮する場合は、鉄骨だけの曲げ剛性を考える。

有効幅の算定

部材1-2, 2-3は、(4)式より

$$a = 3.9 \text{ m}$$

$$b = 0.63 \times 3.9 = 2.45 \text{ m}$$

しかしながら、版上部にコンクリートが連続しないので、有効幅は約 $\frac{1}{2}$ として以下のように仮定する。

$$b = 1.2 \text{ m}$$

部材1-7~8-6まで

$$a = 2.3 \text{ m}$$

$$b = 0.63 \times 2.3 = 1.45 \rightarrow b \div 1.4 \text{ mと仮定}$$

柱脚部材断面の仮定：

- 1) 柱脚部材も引張力は鉄骨のみ負担する。
- 2) 圧縮力はコンクリート面も共に負担する。
- 3) 曲げ抵抗を考慮する場合はコンクリート断面も有効と考える。

3 水平力の入力割合の仮定：

実験結果から、架構節点1, 2, 3への水平力の入力割合を図-23に示すタイプを仮定した。

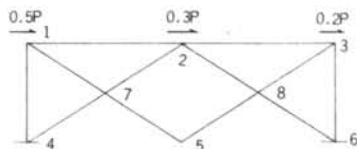


図-23

4 解析：

解析はマトリックス変位法により、I. B. M1620により数値解析した。

計算の結果、節点1と3の水平変位の平均値の代表的なグラフを図-24に示す。

この結果、き裂発生後のPC版の剛性は先の仮定のもとでは架構[B]型の柱脚ピンの剛性にほぼ一致した。

しかしながら、一層の耐震要素についての結果であるので、連層の場合は別に検討が必要であろう。

§ 5. まとめ

1) 試験体-1での初期の層間変位は、設計荷重の $\frac{1}{5}$ 程度までは、完全固定壁としての弾性変形理論値とほぼ一致している。

しかし、FBジョイント部およびコッター部にすべり亀裂が発生する前後より剛性は低下してくる。

設計荷重時における層間変形量は、弾性変形理論値の約3倍であった。

2) 初亀裂発生荷重については、 45° 方向のせん断初

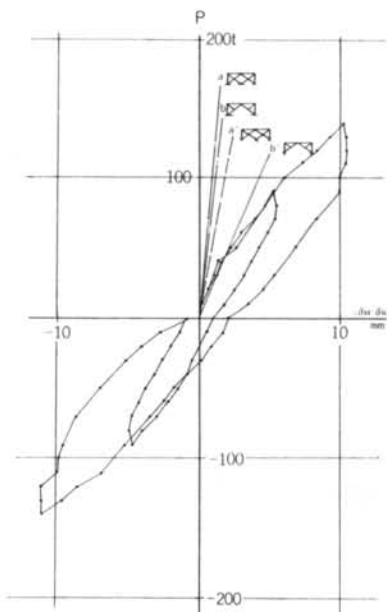


図-24

亀裂の発生した時を初亀裂発生荷重 (P_{cr}) とすると、 $P_{cr}=165$ t で設計荷重の約1.80倍で、設計荷重を上まわっている。

3) 変形能力は、試験体-1が最大の載荷荷重時 $P=205$ t で部材角 $R=1/200$ 、試験体-2の亀裂発生後の変形能力は $P=200$ t で部材角は約 $R=1/200$ であった。まだ十分な変形能力を有しており、実施設計の仮定要因を満足しているものと思われる。

4) 鉄骨プレースの最大荷重時での引張側最大応力度は、試験体-1で $\sigma=1260$ kg/cm²、試験体-2で $\sigma=2060$ kg/cm² で、設計許容応力度以下である。

したがって、さらに大きな水平荷重に対しても十分な余力を持っているものと考えられる。

5) 亀裂発生後のPC版壁も、十分な耐力と剛性が期待できると思われた。

§ 6. おわりに

本実験は、梁型を持たない鉄骨ブレース入りPC耐震壁の破壊に至るまでのモード、そして最終耐力および靱性を確認するためのものである。

しかし、今回の実験においては、載荷能力の関係で最終的な破壊にいたるまでの挙動を把握できなかった。

また、PC床版とPC耐震壁との相関関係など、あらたに発生した問題点を解明すべく実験を進めている。

本実験において、終始貴重な御指導と助言をいただいた、建設省建築研究所 渡部丹氏ならびに遠藤利根徳氏に末筆ながら深い感謝の意を表します。

また、試験体製作ならびに実験に際して、種々御指導御協力いただいた、川崎製鉄株式会社 建材開発部 荻野英也課長、および当社設計部 太田昭三課長、三浦康夫氏、研究所 高橋和男主任研究員、磯畑脩研究員、量産住宅部 金子昌義工事課長、小畑政雄氏、篠崎明夫氏他現場各位に感謝の意を表します。



写真-1 PC版水平加力試験

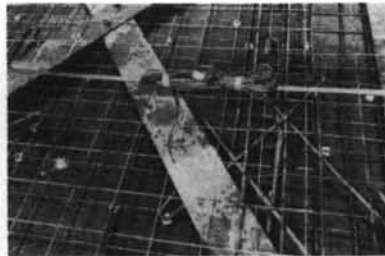


写真-2 PC版 Flat Bar ゲージ貼付部

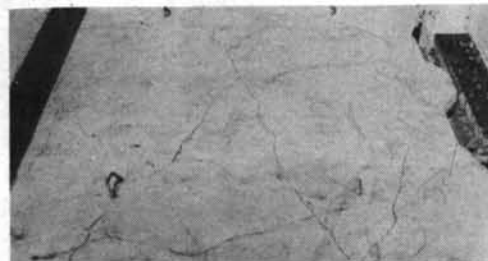


写真-3 試験体-2 亀裂写真

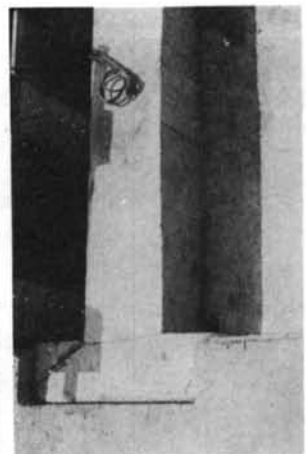


写真-4 試験体-2
柱脚部亀裂写真

<参考文献>

- 1) 谷資信, 木原一成: “鉄骨コンクリート構造における鉄骨の座屈に関する研究” 日本建築学会論文報告集第72号昭和37年5月
- 2) 武藤清: “耐震計算法 (耐震設計シリーズ・1)” 丸善

その4 柱・梁接合部試験

遠藤 利根穂

(建設省建築研究所)

杉田 稔

§ 1. 概要

本報告は、先のPC版水平加力試験に引き続き、柱梁接合部の破壊試験を行なった結果の報告である。

KS-1型高層プレハブアパートの構造耐力、変形耐力等を検討するため、桁行のラーメンの一部を取り出した柱梁接合部の実物大試験体について、破壊試験を行なった。

供試体は2体でA型、B型と名付ける。図-1、図-2に示すように以下のようにになっている。

A型：(梁断面300×650mm)

B型：(梁断面225×1090mm)

加力はラーメンに地震力など水平力が加わる場合を想定して、同様な応力状態になるよう、建設省建築研究所内の複合加力装置を用いて行なった。

第1回試験 (A型) 昭和44年8月13~14日

第2回試験 (B型) 昭和44年8月18~19日

試験場所

東京都新宿区百人町4丁目394番地

建設省建築研究所内 複合加力試験所

§ 2. 試験体および実験方法

2.1 試験体について

試験体は、先に述べたように、A型、B型の2体で、図-1、図-2に示すように、鉄骨鉄筋コンクリート造である。柱鉄骨はH型鋼で、梁はフランジ部にCTを用いており、ラチス材は鉄板である。

柱と梁の接合は、梁フランジ部に半自動溶接で、梁ウェブ部は、ハイテンションボルトを用いている。

実施の構造物は、梁部分はプレハブ工法にて施工され、柱部は現場打コンクリートにて梁部と一体化する。

そこで、実際施工に近づけるため、試験体は梁部のコ

ンクリートを打設後、コンクリート強度が出た後に、柱コンクリートを打設した。

2.2 使用材料

梁部

鉄骨鋼材	CT-200×100×8×12	SS41
	CT-125×62.5×6.5×9	〃
	Latt F.B. 9×150	〃

鉄筋	棒鋼	SR24
----	----	------

早強コンクリート

柱部

鉄骨鋼材	H-450-200×9×14	SS41
------	----------------	------

鉄筋	棒鋼	SR24
----	----	------

早強コンクリート

コンクリートの設計調合を表-1に示す。

設計強度	水セメント比	スラブ	空気量	セメント	砂	砂利	水	その他
kg/cm ²	%	cm	—	kg	kg	kg	kg	—
210	60	18	—	308	827	1060	180	—

セメント：三菱セメント

細骨材：木更津、利根川産

粗骨材：大井川、富士川産

表-1 コンクリート設計調合表

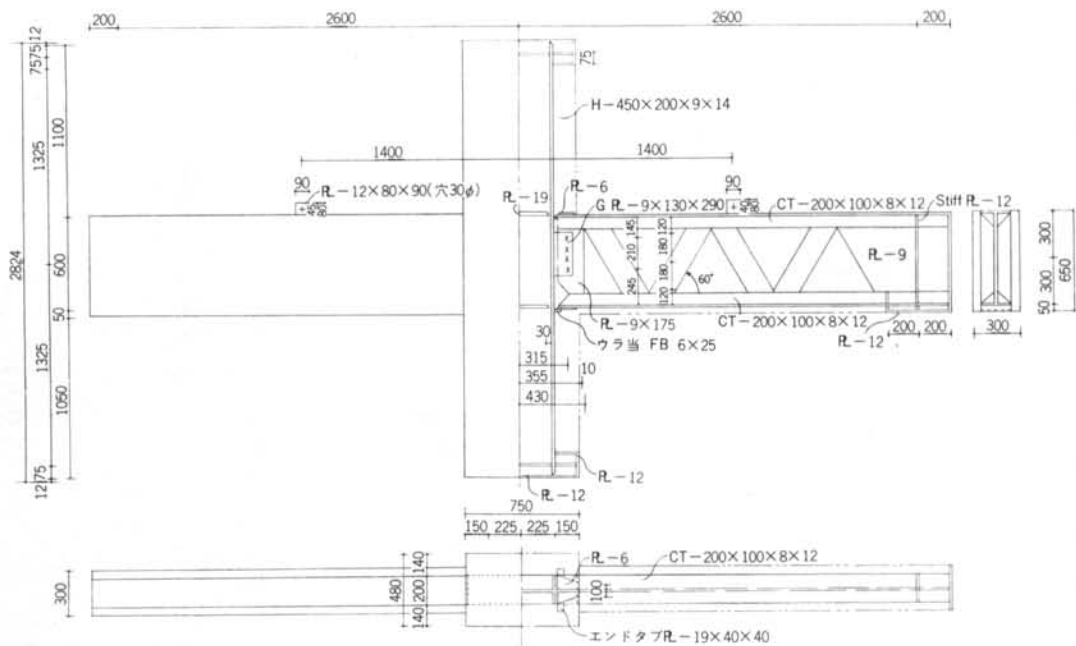


図-1 試験体-A型

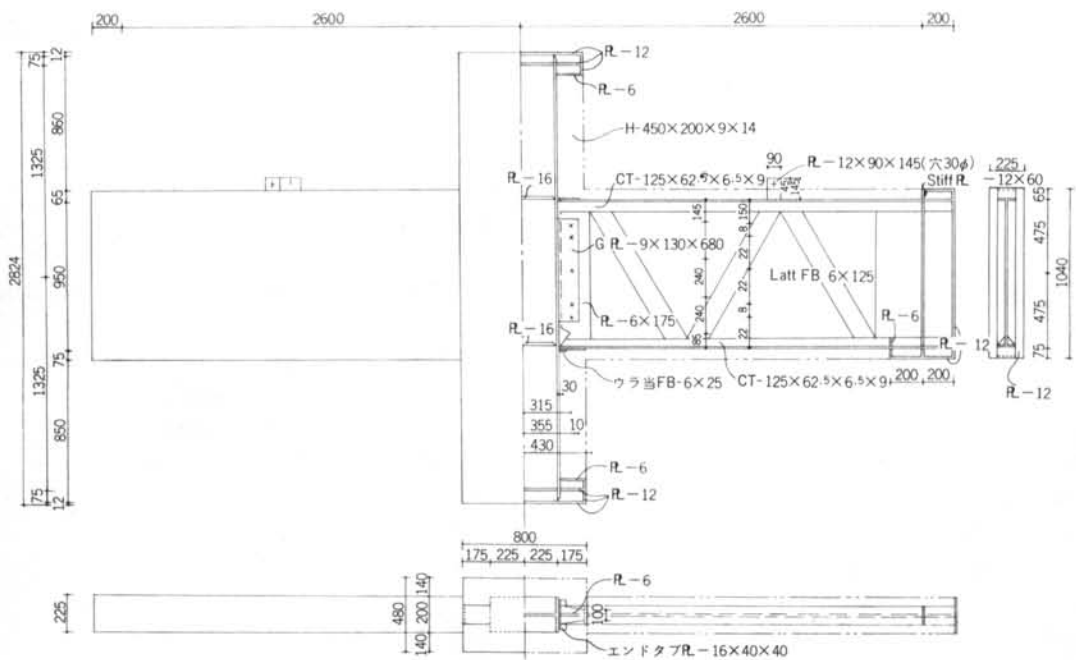


図-2 試験体-B型

2.3 材料試験結果

(柱部コンクリート 試験結果)

試験体 No.	Slamp (cm)	材令 (day)	重量 (kg)	破壊荷重 (t)	強度 (kg/cm ²)	備考
1	23.0	14	12.13	36.4	206	偏心
2	〃	〃	12.13	39.4	223	
3	〃	〃	12.20	35.0	198	
平均	23.0	14	12.15	36.9	209	
4	〃	42	12.02	49.7	281	E ^{1/4} =24.1 ×10 ⁸ (kg/cm ²)
5	〃	〃	11.98	52.6	298	
6	〃	〃	12.00	52.8	299	
7	〃	〃	11.98	50.2	284	
8	〃	〃	—	46.2	265	
平均	23.0	42	—	50.4	285	

(梁部コンクリート 試験結果)

試験体 No.	Slamp (cm)	材令 (day)	重量 (kg)	破壊荷重 (t)	強度 (kg/cm ²)	備考
1	23.0	21	12.14	37.6	213	
2	〃	〃	12.20	35.0	198	
3	〃	〃	12.18	41.3	234	
平均	23.0	21	12.17	38.0	215	
4	23.0	46	12.09	48.7	276	キャッピング不良 E ^{1/4} =32.5 ×10 ⁸ (kg/cm ²)
5	〃	〃	12.08	54.2	307	
6	〃	〃	11.89	37.2	211	
7	〃	〃	—	48.5	275	
平均	23.0	46	—	47.2	267	

表一2 コンクリート試験結果

ヤング係数について

材料試験のW. S. Gの測定結果によれば、材令42日の実験では、ヤング係数 $E = 2.41 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ 、46日では $E = 3.25 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ とはなれている。しかしながら、コンクリート強度はほぼ等しく、調合も同一であるので、同等のコンクリートと考えられる。

そこで、浜田式(1)式によって、圧縮強度を $F_c = 291 \text{ kg/cm}^2$ としてヤング係数を求める。—— (σ - ϵ を曲線において $F_c/4$ の点におけるセカントモデュラスによる)

$$1 - \sigma/F_c = (1 - \epsilon/\epsilon_B)k \quad \dots\dots(1)$$

ここで F_c : 圧縮強度

$$\epsilon_B: 2.2 \times 10^{-4} F_c^{0.39}$$

$$k = 29 \times F_c^{-0.5}$$

(1)式より

$$E^{1/4} = 2.33 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$$

この値を弾性理論値に用いる。

試験片部材名	試験体 No.	降伏点 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	伸び (%)	備考
H-450×200×9 ×14	1	27	44	31	柱鉄骨
	2	28	43	34	
	3	25	42	30	
	平均		26.7	43.0	31.7
C T-125×62.5 ×6.5×9	1	33	54	28	B型梁
	2	31	49	28	
	3	29	49	29	
	平均		31.0	50.7	28.3
C T-300×100 ×8×12	1	31	46	31	A型梁
	2	32	47	30	
	3	29	47	29	
	平均		30.7	46.7	30.0
F B-9×125	1	30	43	31	A型梁 ラチス材
	2	31	44	34	
	3	30	44	35	
	平均		30.3	43.7	33.3
F B-6×125	1	40	53	27	B型梁 ラチス材
	2	39	52	27	
	3	39	52	28	
	平均		39.3	52.3	27.3

表一3 鋼材引張試験結果

2.4 加力方法

加力は、図一4に示す建築研究所内複合加力装置において行なった。

柱軸力は、400 t能力オイルジャッキを用い、地震力に相当する水平力を梁に50 t能力オイルジャッキ4台にて加力した。

加力の概要と各部応力を図一3に示す。

加力段階は下に示す通り正負繰返し加力した。

第1サイクル：設計荷重の正負繰返し

第2サイクル：降伏時の変形の正負繰返し

第3サイクル：降伏時変形の2倍の層間変位の正負繰返し

第4サイクル：第3サイクルに同じ

第5サイクル：正方向大変形

2.5 測定方法

図一5に示す測定装置を用いて、構造物の層間変位にあたる変形と、材の伸縮を測定した。

また、接合部パネルゾーンのせん断変形をダイヤルゲ

ージとピアノ線を用いて測定した。

W. S. Gを鉄骨面に貼付し、歪を測定した。柱ウェブと接合部パネルゾーンにローゼットゲージを貼付して主歪等を測定した。

図-6にW. S. G測定点位置を示す。

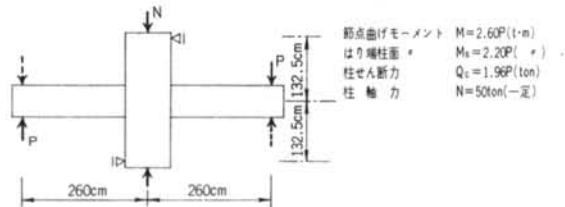


図-3 加力略図

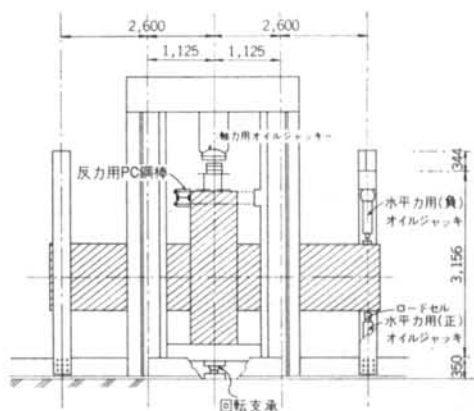


図-4 加力装置

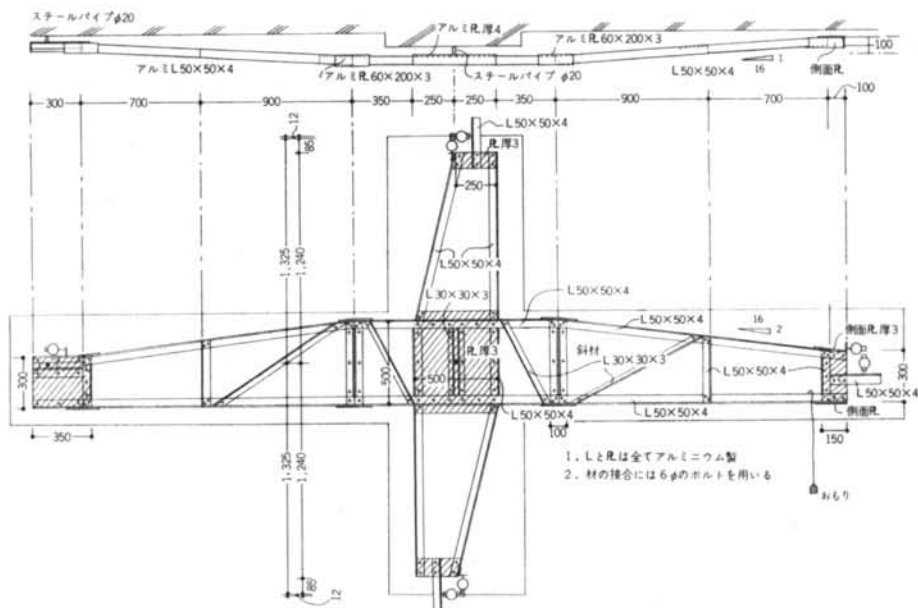


図-5 ゲージホルダー

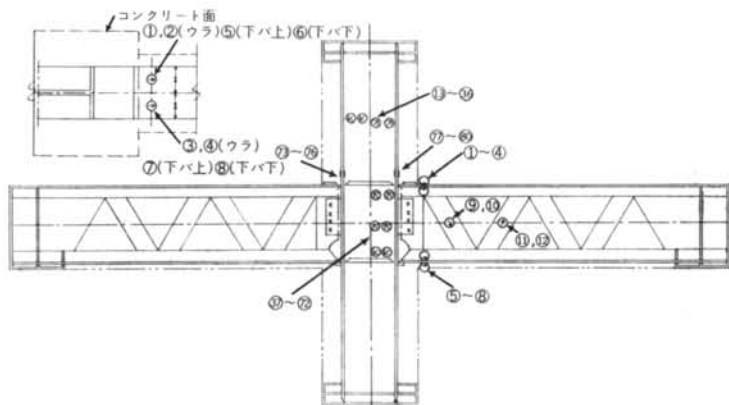


図-6 W. S. G貼付位置図

§ 3. 実験結果

3.1 破壊経過

3.1.1 試験体A型

第1サイクル：設計荷重 $P=16.5$ tの正負繰返し加力。梁端部および柱端部引張側のコンクリートに亀裂が生じている。

第2サイクル：降伏時の荷重における正負繰返し加力。 $P=24$ tで梁の引張側CTが降伏したことが認められ、 $P=24$ tも加力した。

第3・4サイクル：塑性率2の変形を与えて2サイクル加力した。

第5サイクル：正荷重にて大変形にする。

最終的に梁の引張側CTが延びて、大変形に至った。最大荷重 $P_{max}=31.0$ t ($Q_c=60.8$ t, $M=80.6$ tm)であり、その時の変形は $\delta=7.2$ mm, $R=1/37$ である。

柱端部、接合部パネルに亀裂が数本発生したが、降伏はしていない。

3.1.2 試験体B型

第1サイクル：設計荷重 $P=12$ tの正負繰返し、A型の第1サイクル時破壊状況とほぼ同様。

第2サイクル：降伏時の荷重における正負繰返し加力。 $P=\pm 20$ tで梁の引張側CTが降伏したことが認められた。

第3・4サイクル：塑性率2の変形を与え、2サイクル加力。

第5サイクル：正荷重にて大変形にする。

最終的に梁の引張側CTが破断した。最大の水平力は $P_{max}=26.5$ t ($Q_c=51.0$ t, $M=67.6$ tm)であり、破断時の変形は $\delta=4.0$ cm, $R=1/64$ である。

接合部パネルは、ほとんど亀裂が無く、この部分は破壊していない。

3.2 荷重—層間変位の関係

試験体A型の荷重—層間変位曲線を図—7に示す。また、試験体B型のそれを図—8に示す。

3.3 試験体亀裂状況

試験体A型、B型の各亀裂状況図を図—9～図—12に示す。

3.4 降伏荷重および最大荷重

試験体A型、B型の降伏および最大荷重とそれぞれの層間変位および柱部材角を表—4に示す。

ここで

P_r ：降伏荷重

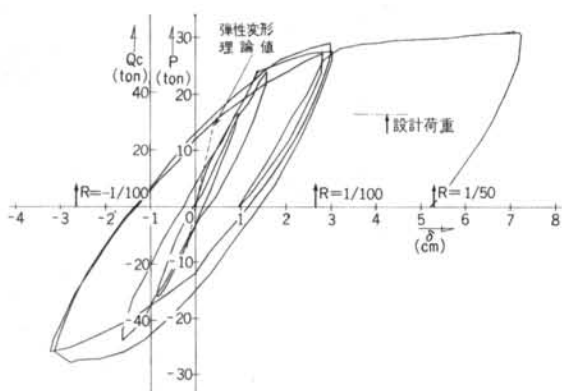
$\delta_{P=P_r}$ ：降伏時層間変位

$R_{P=P_r}$ ：降伏時柱部材角

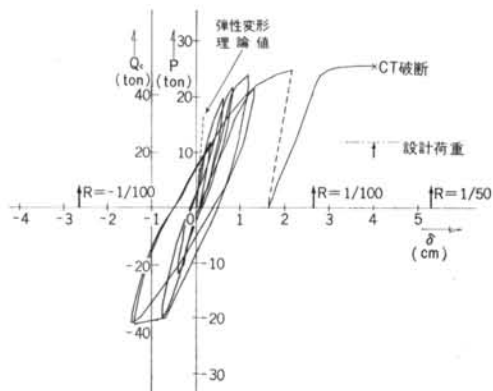
P_{max} ：最大荷重

$\delta_{P=P_{max}}$ ：最大荷重時層間変位

$R_{P=P_{max}}$ ：最大荷重時柱部材角

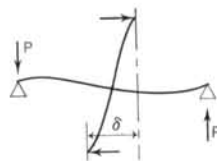


図—7 試験体—A 荷重—層間変位曲線



図—8 試験体—B 荷重—層間変位曲線

	P_r [ton]	$\delta_{P=P_r}$ [mm]	$R_{P=P_r}$ [Rad]	P_{max} [ton]	$\delta_{P=P_{max}}$ [mm]	$R_{P=P_{max}}$ [Rad]
A	24.0	1.57	1/170	31.0	7.2	1/37
B	20.0	0.63	1/240	26.0	4.0	1/64



表—4

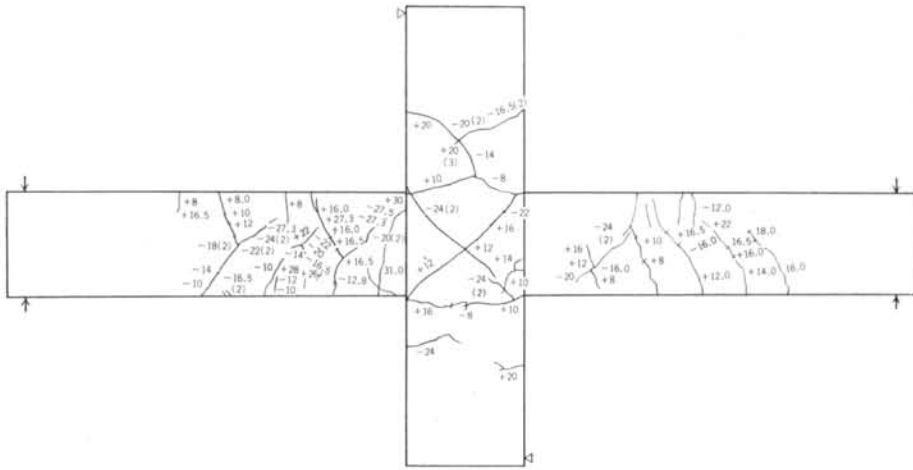


図-9 試験体ひびわれ状況(A型 表)

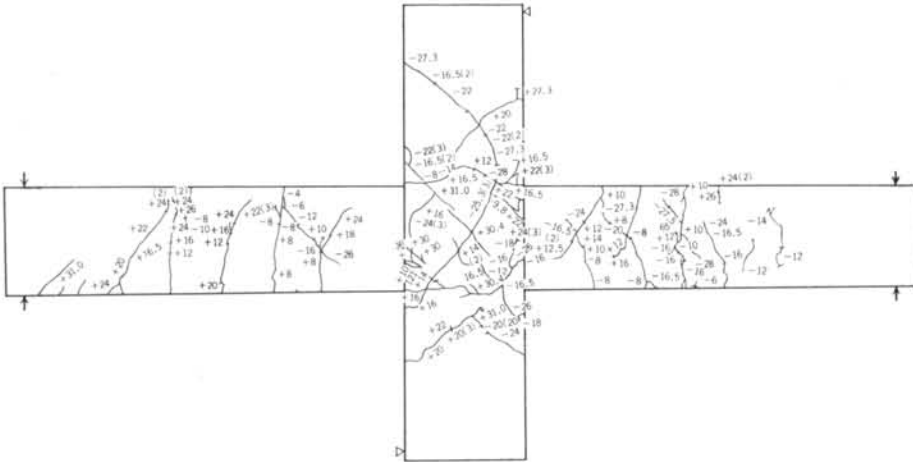


図-10 試験体ひびわれ状況(A型 裏)

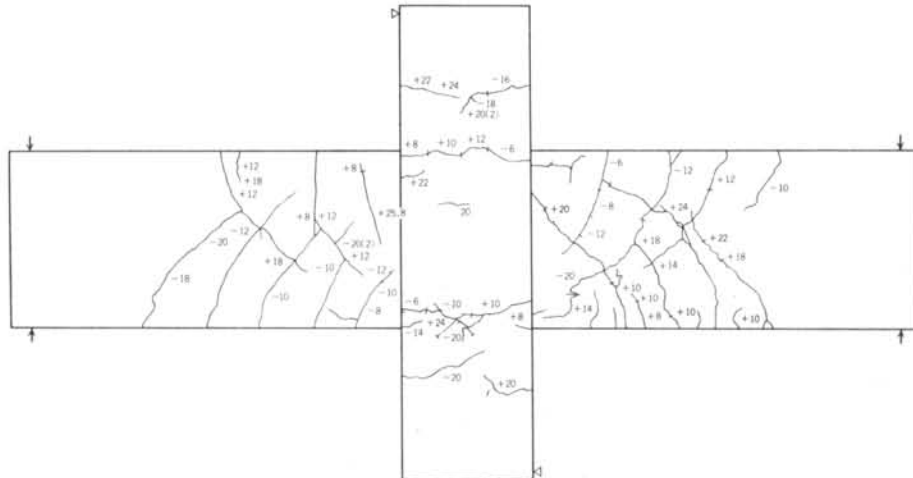
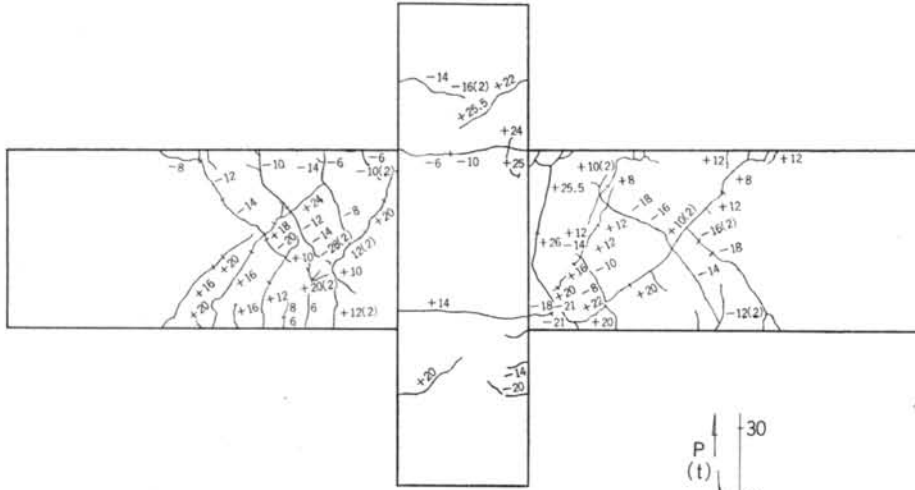


図-11 試験体ひびわれ状況(B型 表)



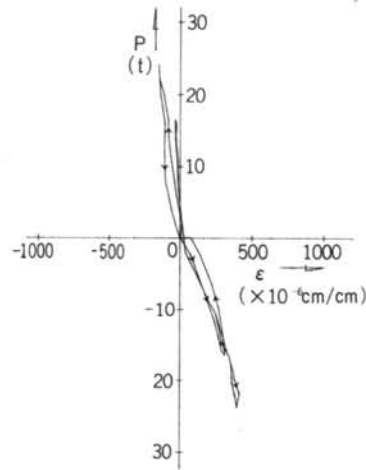
図—12 試験体ひびわれ状況(B型 裏)

3.5 荷重—鉄骨歪曲線

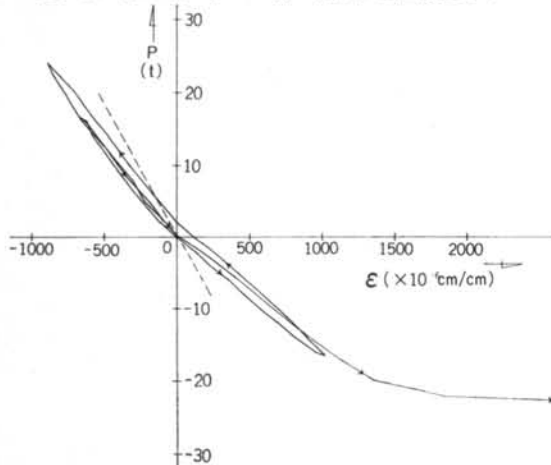
試験体鉄骨部に貼付したW. S. Gにより得られた荷重—歪曲線の一例を試験体A型における場合について示す
 図—13に梁上端フランジ部の荷重—歪曲線を示す。

図—14に梁ラチス部(測点⑨⑩)の平均値による荷重—歪曲線を示す。

図—15に柱鉄骨フランジ部の荷重—歪曲線を示す。



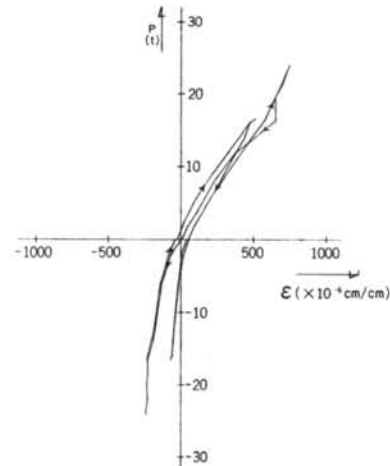
図—14 荷重—鉄骨歪曲線：A型はリラチス



図—13 荷重—鉄骨歪曲線：A型
はり上端フランジ

3.6 主歪方向について

パネルゾーン部および柱部の各鉄骨ウェブ部に貼付したローゼットゲージの測定結果より、試験体A型については、設計荷重値の $P=16.5$ t (第1サイクル時)の主歪方向図を図—16に示す。試験体B型については、第1



図—15 荷重—鉄骨歪曲線：A型柱フランジ

サイクルの設計荷重 $P = +12 \text{ t}$ 時の主歪方向を図-17に示す。

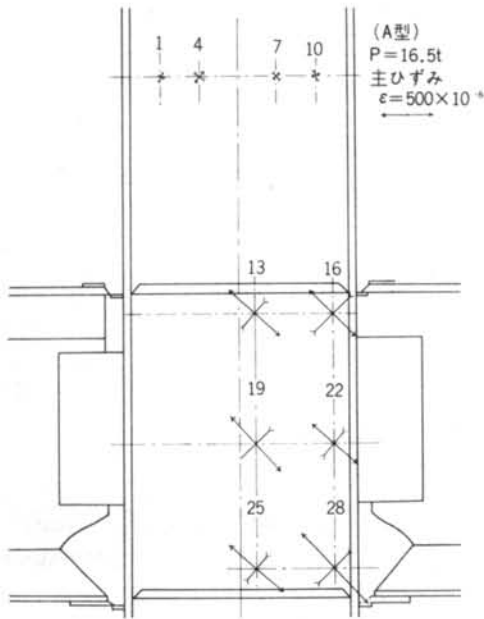


図-16

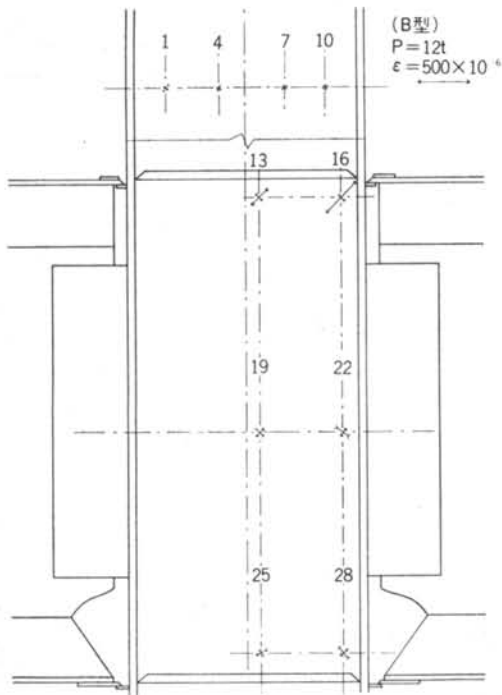


図-17

3.7 荷重—パネルせん断変形曲線

パネルゾーンのせん断変形量をピアノ線とダイヤルゲージを用いて表裏2点ずつ測定した。

各試験体の測定結果を図-18に示す。

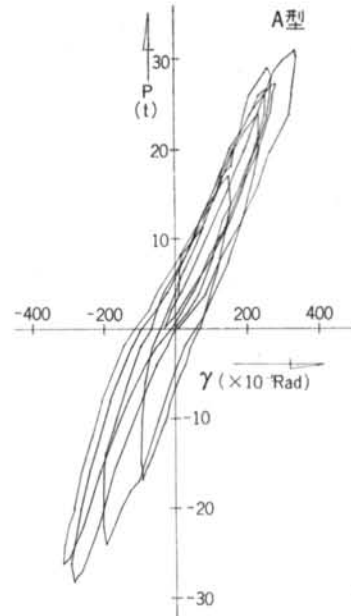


図-18(1) 荷重—パネルせん断変形曲線

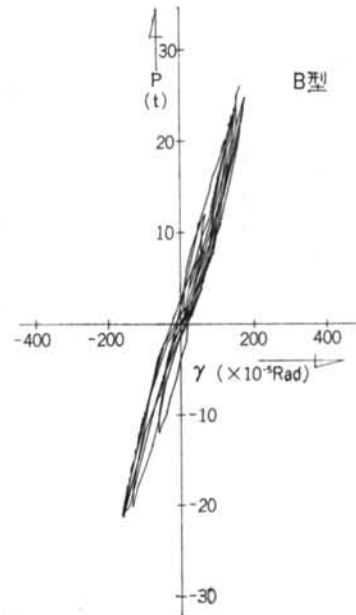


図-18(2) 荷重—パネルせん断変形曲線

§ 4. 実験結果の検討

4.1 初期剛性について

4.1.1 弾性変形理論値

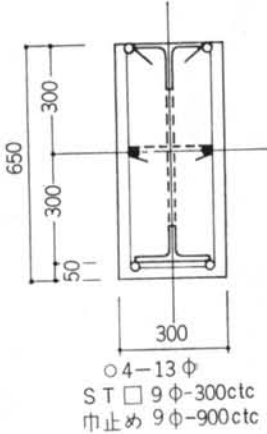


図-19

ここで

- sA_T : CT断面積(cm^2)
- $ES A_T$: 等価断面積(cm^2)
- sI_T : CT断面 2次モーメント(cm^4)
- $ES I_T$: CT等価断面 2次モーメント(cm^4)
- h_D : 梁重心距離(cm)
- I_C : コンクリート断面 2次モーメント(cm^4)

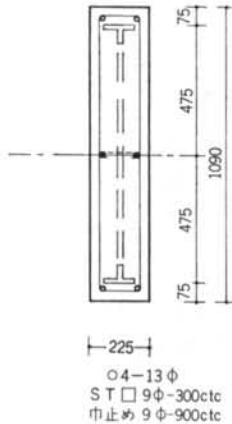


図-20

曲げ剛性: $EcI = 6.88 \times 10^8 (\text{t} \cdot \text{cm}^2)$

ここで、梁の変形量は次式で与えられる。

$$\delta_B = Pl^3 / 3EcI = P(237.5)^3 / (3 \times 6.88 \times 10^8) = 0.649 \times 10^{-2} P \quad \dots\dots(3)$$

ii) パネル部分の弾性応力および変形

試験体A型とB型のパネル部分を図-21の通りに設定

弾性変形量を梁部、パネルゾーン部、柱部の3部分に分けて求める。

i) 梁の弾面2次モーメントと変形式

(A) 型

$$\begin{aligned} sA_T &= 31.77 \text{cm}^2 \\ ES A_T &= sA_T(E_S/E_C - 1) = 258 \text{cm}^2 \\ sI_T &= 184.4 \text{cm}^4 \\ ES I_T &= sI_T(E_S/E_C - 1) = 1499 \text{cm}^4 \\ h_D &= \frac{258 \times 2 \times 30 + 1950 \times 32.5}{258 \times 2 + 1950} = 32.0 \text{cm} \\ I_C &= \frac{bD^3}{12} + bD \times \left(\frac{D}{2} - h_D\right)^2 = 68.71 \times 10^4 \text{cm}^4 \\ EI_S &= 41.63 \times 10^4 \text{cm}^4 \\ I &= I_C + EI_S = 110.3 \times 10^4 \text{cm}^4 \end{aligned}$$

EI_S : 鉄骨等価断面 2次モーメント(cm^4)

したがって、曲げ剛性は先の $E_C = 2.33 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ を用いて下のように求める。

$$\begin{aligned} \text{曲げ剛性: } EcI &= 233 \times 110.3 \times 10^4 \\ &= 2.57 \times 10^8 (\text{t} \cdot \text{cm}^2) \end{aligned}$$

よって、梁の変形式は以下となる。

$$\begin{aligned} \delta_A &= Pl^3 / 3EcI = P(237.5)^3 / (3 \times 2.57 \times 10^8) \\ &= 1.738 \times 10^{-2} P \quad \dots\dots(2) \end{aligned}$$

(B) 型

$$\begin{aligned} sA_T &= 15.16 (\text{cm}^2) \\ ES A_T &= 123.3 (\text{cm}^2) \\ sI_T &= 50.2 (\text{cm}^4) \\ ES I_T &= 408.1 (\text{cm}^4) \\ h_D &= \frac{123.3 \times 2 \times 54 + 2453 \times 54.5}{123.3 \times 2 + 2453} = 54.46 (\text{cm}) \\ I_C &= 242.8 \times 10^4 (\text{cm}^4) \\ EI_S &= 52.54 \times 10^4 (\text{cm}^4) \\ I &= I_C + EI_S = 295.3 \times 10^4 (\text{cm}^4) \end{aligned}$$

する。これを図-22のようにモデル化するとパネルのせん断変形による層間変位は

$$\delta_P = (1 - u - v) \gamma \cdot h \quad \dots\dots(4)$$

せん断応力度は次式である。

$$\tau = (1 - u - v) Q_C / u \cdot v \cdot t \cdot l \quad \dots\dots(5)$$

ここで

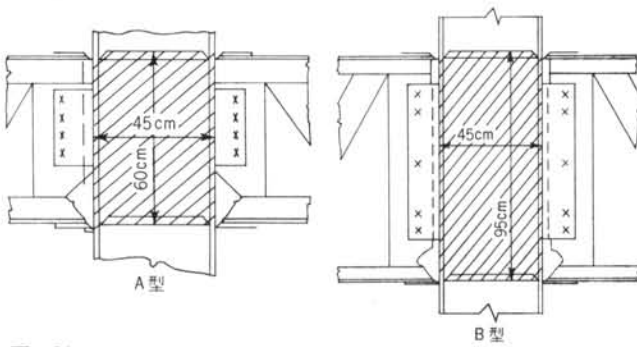


図-21 各試験体におけるパネルゾーン

γ : パネル部分せん断変形

τ : せん断応力度

t : パネル部分の厚さ

いま, $l=520(\text{cm})$, $h=265(\text{cm})$ であるので,

A型では, $u=0.0865$ $v=0.226$

B型では, $u=0.0865$ $v=0.358$ である.

パネル部分 t は, コンクリート部分47.1cm, 鉄骨部分0.9cmでA B共通である.

(5)式とパネル内のせん断応力度一定より

$$\tau = G\gamma \quad \dots\dots(6)$$

とで, 以下の式が誘導される.

$$\gamma = (1-u-v) \cdot Qc / (u \cdot v \cdot t \cdot l \cdot G) \quad \dots\dots(7)$$

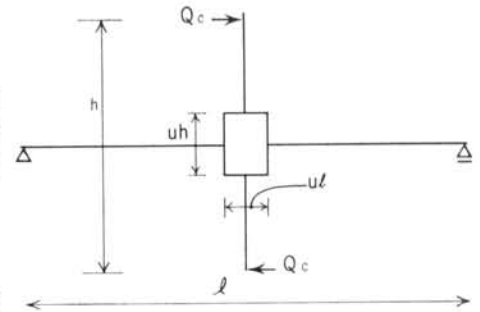


図-22

鉄骨部分については,

$$\gamma = (1-u-v) \cdot Qcs / (u \cdot v \cdot ts \cdot l \cdot Gs) \quad \dots\dots(8)$$

コンクリート部分については,

$$\gamma = (1-u-v) Qcc / (u \cdot v \cdot tc \cdot l \cdot Gc) \quad \dots\dots(9)$$

また,

$$Qc = Qcs + Qcc \quad \dots\dots(10)$$

したがって,

$$\gamma = (1-u-v) Qc / \{u \cdot v \cdot l \cdot (ts \cdot Gs + tc \cdot Gc)\} \quad \dots\dots(11)$$

となる。これをA, Bについて, それぞれ算定すると表-5になる。

iii) 柱の断面2次モーメントおよび変形式

図-23に示す柱断面について検討する。

	$(\times 10^5)$ G_s [kg/cm ²]	$(\times 10^5)$ G_c [kg/cm ²]	$(\times 10^3)$ $(t_s G_s + t_c G_c)$ [kg/cm]	$Q_c = 1 \text{ t あたり}$ γ [Rad]	$P = 1 \text{ ton あたり}$	
					δ_p [cm]	δ_p [cm]
A型	8.08	0.999	54.3	1.246×10^{-5}	2.27×10^{-3}	4.44×10^{-3}
B型	"	"	"	0.635×10^{-5}	0.935×10^{-3}	1.83×10^{-3}

表-5

$$I_c = 204.8 \times 10^4 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{s1} = 3.35 \times 10^4 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{s2} = 2 \times 3.972 \times (36.5)^2 = 1.06 \times 10^4 \text{ (cm}^4\text{)}$$

ここで

I_c : コンクリート断面2次モーメント

I_{s1} : H型鋼断面2次モーメント

I_{s2} : 鉄筋断面2次モーメント

$$I = I_c + (I_{s1} + I_{s2})(E_s/E_c - 1) \\ = 240.7 \times 10^4 \text{ (cm}^4\text{)}$$

したがって, 曲げ剛性は

$$E_c I = 233 \times 240.7 \times 10^4 = 5.61 \times 10^8 \text{ tcm}^2$$

よって, (A), (B)各柱の変形式は以下となる。

(A)型: $l = 110 \text{ cm}$

$$\delta_A = Qc \cdot l^3 / 3 E_c I = 0.155 \times 10^{-2} P \quad \dots\dots(12)$$

(B)型: $l = 92.5 \text{ cm}$

$$\delta_B = Qc \cdot l^3 / 3 E_c I = 0.092 \times 10^{-2} P \quad \dots\dots(13)$$

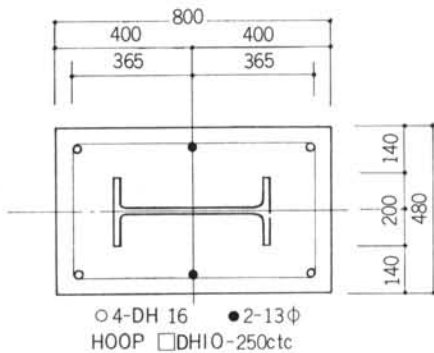


図-23

i) ~ iii) で求めた各部材の変形を層間変位にして表一6に示す。

層間変位にしろる三要素の内、梁のもたらす割合が大きく、(A)型では約70%、(B)型では約64%である。

	たわみ[cm]	層間変位[cm]	計[cm]
A型	はり 1.738×10^{-2}	1.77×10^{-2}	} 2.53×10^{-2}
	柱 0.155×10^{-2}	0.310 "	
	パネル	0.444 "	
B型	はり 0.649×10^{-2}	0.661 "	} 1.03×10^{-2}
	柱 0.092	0.184 "	
	パネル	0.183 "	

表一6

パネルの変形による割合は、両試験体ともほぼ17%である。

4.1.2

実験により得られた初期の荷重-層間変位曲線を図-24に示す。

実験による層間変位は、4.1.1で計算した弾性理論値に比較して、初期のわずかな荷重段階では一致しているが、 $P=4\sim 6t$ で剛性が低下し、設計荷重時では、実験による層間変位は弾性理論値の2倍強である。

これは、梁の引張側のコンクリートはほとんど期待できないためと思われる。

3.5において示した荷重-鉄骨歪曲線に示されているように、圧縮側のフランジのひずみ度に対して、引張側のフランジのひずみ度は、著しく大きくなっている。

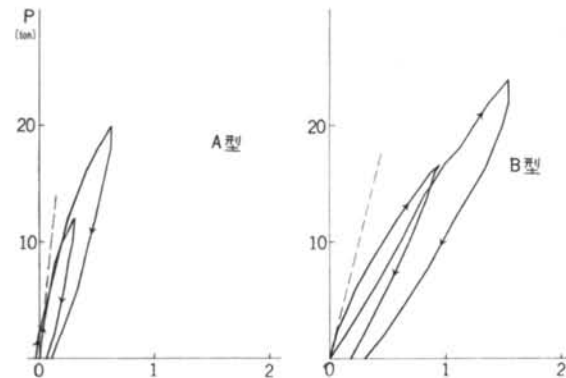
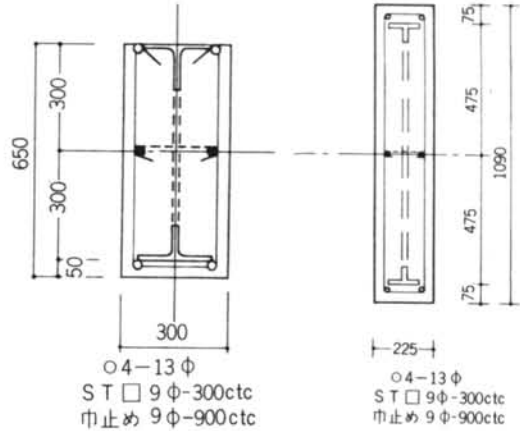


図-24 荷重-層間変位曲線

4.2 降伏荷重および最大荷重について

4.2.1 梁の耐力算定

梁の曲げ耐力はe関数法によって算出した。梁断面を図-25、図-26に示すように、CTはフランジ部分とウェブ部分に分けて4段配筋の鉄筋コンクリート梁として抵抗モーメントを算出した。



i) A型およびB型の断面形状 (A型)

上端圧縮:

	上端からの距離	鋼材断面積
1	0.6cm	20.0cm ²
2	5.6	7.77
3	54.4	7.77
4	59.4	24.0

上端引張:

	下端からの距離	鋼材断面積
1	5.6cm	24.0cm ²
2	10.6	7.77
3	59.4	7.77
4	64.4	24.0

表一3、表一4に示した、鋼材およびコンクリートの材料試験の結果から、

CT降伏点 $s\sigma_y = 3.07t/cm^2$

ヤング率 $sE = 2.1 \times 10^6 kg/cm^2$

降伏後はε軸に平行

コンクリート強度 $\sigma_{cB} = 291 kg/cm^2$

その時の歪度 $\epsilon_{cB} = 0.2\%$

(B型)

上端圧縮:

	上端からの距離	鋼材断面積
1	6.95cm	11.25cm ²
2	11.01	3.91
3	97.99	3.91
4	101.1	11.25

上端引張：

	下端からの距離	鋼材断面積
1	7.95cm	11.25cm ²
2	11.01	3.91
3	98.99	3.91
4	102.1	11.25

表-3, 表-3より, 鋼材およびコンクリートの材料試験の結果から,

C T降伏点 $s\sigma_y = 3.10t/cm^2$
 コンクリート強度 $c\sigma_B = 291kg/cm^2$
 その時の歪度 $c\varepsilon_B = 0.2\%$

以上の数値を用いて計算によって得られた抵抗モーメント曲率曲線を図-27に示す。

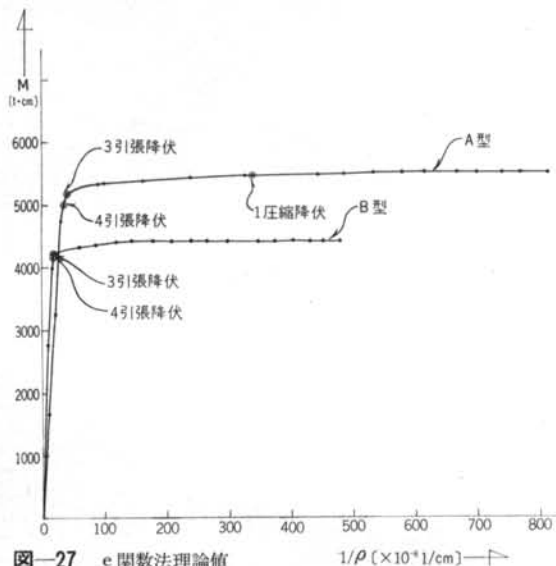


図-27 e 関数法理論値
抵抗モーメント-曲率曲線 (はり)

(ii) 降伏耐力および最大耐力

フランジ降伏時および最大耐力時の抵抗曲げモーメントとその時の荷重を表-7に示す。

試験体	フランジ降伏時		最大耐力時	
	抵抗曲げモーメント (t-cm)	荷重 (ton)	抵抗曲げモーメント (t-cm)	荷重 (ton)
[A]	5010	22.7	5500	25.0
[B]	4190	19.0	4430	20.1

表-7 降伏耐力および最終耐力

4.2.2 柱耐力算定

一定軸力の加わった柱の曲げ耐力を算出する。図-28に示すように鉄筋上下端, H型鋼フランジとウェブを5等分し, 9段配筋柱として抵抗曲げモーメントを算出する。

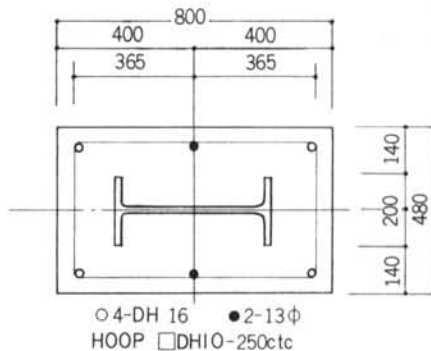


図-28

	上端からの距離	鋼材断面積
1	3.5cm	7.44cm ²
2	18.2	28.0
3	23.12	8.152
4	31.12	"
5	40.0	"
6	48.44	"
7	56.88	"
8	61.8	28.0
9	76.5	7.944

表-2, 表-3に示した材料試験の結果から,

柱H型鋼降伏点 $s\sigma_y = 2.67t/cm^2$
 鋼材ヤング率 $sE = 2.1 \times 10^6 kg/cm^2$
 コンクリート強度 $c\sigma_B = 291kg/cm^2$
 その時の歪度 $c\varepsilon_B = 0.2\%$

この値を用いてe関数法により柱の終局強度を算出した。その結果を図-29に示す。

4.2.3 実験値との検討

試験体A型, B型ともに, 実験においては, 梁の端部の鉄骨が降伏し, 特に, B型ではC Tが破断して終局に至っている。

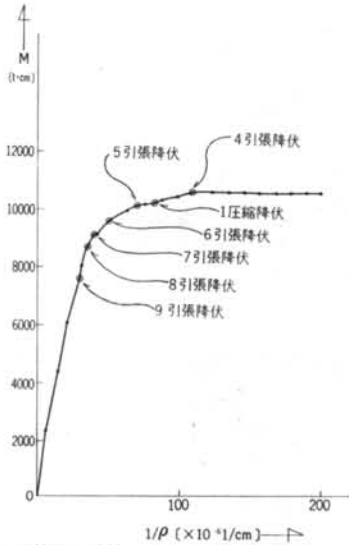
実験によって得られた降伏荷重 P_y と最大荷重 P_{max} , を, 設計荷重 P_D と, 4.2.1に示したe関数法による降伏荷重 P_{yc} , 最大荷重 P_{mxc} と合せて比較検討して表-8に示す。

表-8に示されるように, 降伏荷重は設計荷重の1.37~1.67で上回っており, 最大荷重に関しては, ほぼ2倍の安全率を持っているといえよう。

降伏荷重は、梁の鉄筋を無視し、CTは全断面有効と仮定した理論値によく一致した実験値を示している。

したがって、この2つの仮定は実情に合っているものと判断される。これは梁部分はPC部材としてCTの部分に柱鉄骨と接合されるのみで、鉄筋は柱部分にアンカーされていない事実を反映しているものと考えられる。

P_{max}/P_{maxc} が1.24~1.30と大きいのは、歪硬化の影響などによるものと考えられる。



図—29 e 関数法理論値
抵抗モーメント—曲率曲線(柱)

	P_y [ton]	P_{max} [ton]	P_D [ton]	P_y/P_D	P_{max}/P_D	P_{yc} [ton]	P_y/P_{yc}	P_{max} [ton]	P_{max}/P_{maxc}
A	24.0	31.0	16.5	1.37	1.88	22.7	1.06	25.0	1.24
B	20.0	26.0	12.0	1.67	2.16	19.0	1.05	20.1	1.30

表—8

4.3 柱鉄骨ウェブのせん断力負担について

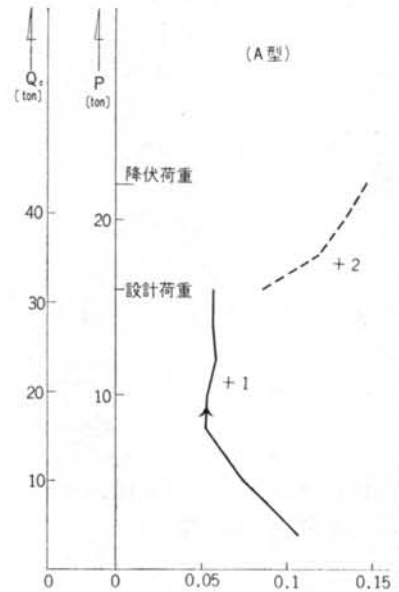
図—30、図—31に各試験体ごとの、柱せん断力を鉄骨ウェブが受持つ割合について示した。

これらの図は、降伏荷重以前の(荷重サイクルで+1サイクルと+2サイクル時)柱鉄骨ウェブに貼付した8枚のローゼットゲージにより鉄骨部の応力を求め、鉄骨ウェブ全体でせん断力の何割受持つかを算定して、各柱せん断力、荷重に対してプロットしたものである。

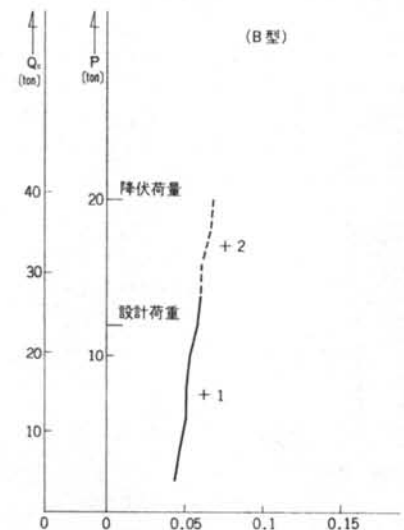
設計荷重時では、A、Bともほぼ6%ほどであり、ほとんどコンクリート部分が受っており、せん断応力度も80kg/cm²以下であり、充分余力を持っている。

また、梁端部の降伏荷重時においても、Aでは15%、

Bでは7%であり、亀裂の伸展とともにその負担率は増大しているが、まだ余力はある。



図—30



図—31

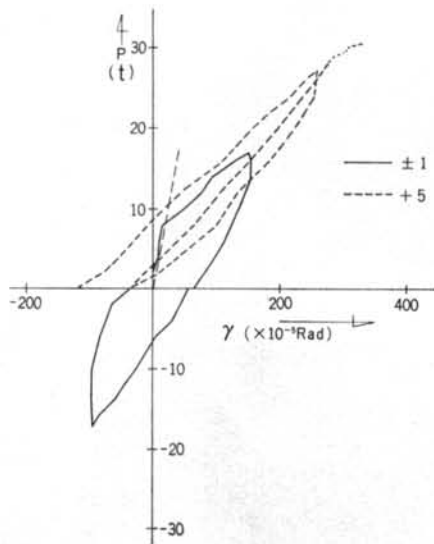
4.4 接合部パネル部分のせん断力負担について

図—32、図—33に各試験体の荷重パネルせん断変形曲線を示す。

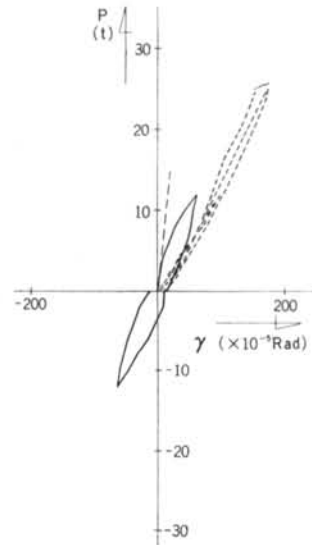
せん断変形の初期の剛性は弾性理論値に良く一致している。しかしながら顕著な斜め亀裂の発生する以前から剛性の低下の傾向を示している。

最終荷重段階、+5サイクルにおいても、パネル部分は破壊せず、耐力的には充分余力を残していることが同

図より判明されよう。



図—32 荷重—パネルせん断変形曲線：A型



図—33 荷重—パネルせん断変形曲線：B型

§ 5. まとめ

1) 初期の層間変位は設計荷重の1/8程度までは弾性変形理論値とほぼ一致するが、梁に亀裂が発生する前後より剛性が低下し、引張側フランジの変形が大きくなる。

設計荷重時においては、両試験体とも弾性変形理論値の2倍強である。

2) 柱梁接合部パネル部分のせん断変形による層間変位は、弾性理論によると、ほぼ17%の割合である。パネル部分には、A型では設計荷重以前にななめ亀裂が生じているが、B型では最終変形においてもななめ亀裂は発生していない。

3) 両試験体とも、最終的には梁端部に破壊している。特に、B型においては、フランジが破壊しており、半自動溶接と高張力ボルトを使用した梁と柱の接合部分は破壊していない。

4) 設計荷重に対する降伏荷重の比は、A型、B型それぞれ1.37と1.67であり、最大荷重の比は1.88と2.16であり、耐力的に設計荷重をはるかに上回っている。また、実験値は、梁のe関数法耐力理論値にほぼ等しい。

5) 両試験体とも塑性率2の正負繰返し変形に耐えており履歴曲線は紡錘形である。

6) 耐力的には設計荷重をはるかに上回り、変形能力もA型では柱部材角1/37以上、B型で1/64と大きな値が得られており、実施設計の仮定要因を満足しているものと思われる。

7) 骨組をより以上の変形能力を持たせる必要を生じた場合には、CTに局部的な応力集中が生じないように考慮の必要性が考えられる。

謝 辞：

本実験は、当研究所が建設省建築研究所に依頼して行なったものであり、本論文はその報告書に基づいて書いたものである。

本実験を担当していただき、終始貴重な御指導と助言をいただいた、建設省建築研究所 第一耐震工学室長渡部丹氏、広沢雅也氏に末筆ながら深い感謝の意を表します。

また、試験体製作ならびに実験に際して、種々御指導御協力いただいた、川崎製鉄株式会社建材開発部 荻野英也課長、および当社設計部 太田昭三課長、三浦康夫氏、研究所 高橋和男主任研究員、磯畑脩研究員、量産住宅部 金子昌義工事課長、小畑政雄氏、篠崎明夫氏他現場各位に感謝の意を表します。

その5 強制振動試験

市之瀬 紘 一
伊藤 哲 次
渡 辺 弘 之

§ 1. はじめに

本報告は前編に記してあるプレハブ構造の高層アパートの強制振動試験の結果をまとめたものである。

最近同種の高層アパートが検討および建設されているが、地震に対する振動性状が問題となっている。

そこで、今回同建物の完成にともない、一連の試験として強制振動試験を行なった。

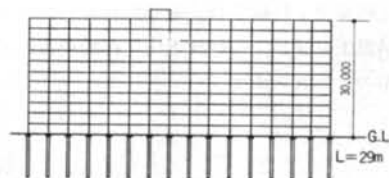
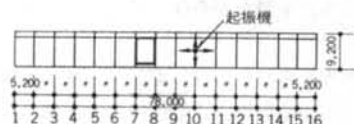
これらの結果は、今後建設される同種の建物の耐震問題に関して貴重な設計資料になると思われる。

§ 2. 試験概要

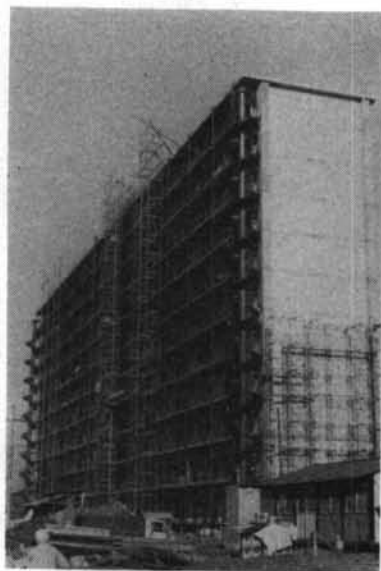
2.1 起振機

強制振動試験に用いた起振機はB. C. S.-A型で、つぎに示す仕様になっている。

型 式	B. C. S.-A
加振モーメント	2~200kg-m
最大加振力	3000kg
振動数範囲	0.2~15c/s
振動方向	水平方向
モータ	3.7kw



図—1 建物概要図



写真—1

起振機の据付け位置は、図—1の建物概要図に示してあるように屋上の10通りのスラブに固定した。

概要図を見てわかるように、起振機は1台で据付け位置を偏心させてある。

今回の建物のように平面的に細長い形状をもっている場合、床板の振動モードが考えられる。

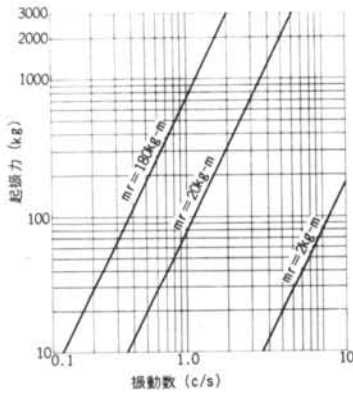
その場合、床版モードの各次数の節に起振機の位置があると、モードの出現が困難になるのでモードを想定して据付け位置を決定した。

なお、起振機の起振力特性は図—2に示した。

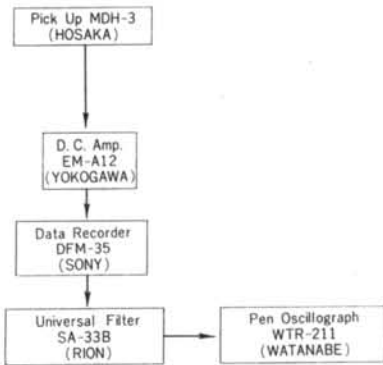
2.2 測定法

振動測定に使用した計器は、図—3のブロックダイヤグラムに示した。

測定位置は、床版モードの場合7通りに基準点を設けて、各柱通りの計16カ所とし、垂直モードは11階に基準点を設け、基準点に対する振幅比を各階について測定した。



図—2 起振力特性



図—3 ブロックダイアグラム

2.3 試験内容

2.3.1 強制振動試験

梁間方向と桁行方向の2方向について試験したが、試験方法は、ピックアップを1通りと7通りに設置して加振力を徐々にあげる極緩速方式で各次数の振動数—振幅特性を調べた。

振動モードの測定は、各次数の共振点に起振機の回転数を同期させ、定常状態に保ちながら、基準点に対する振幅比を測定した。

なお、起振機の回転数の読み取りはデジタルカウンターで行なった。

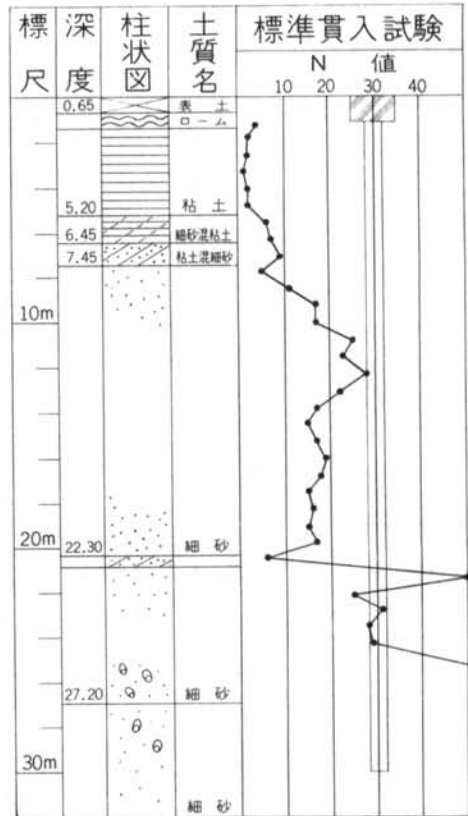
2.3.2 地盤と建物の常時微動

11階床上の1通りと7通りにピックアップを置き、両方向について5分間建物の常時微動を測定した。

地盤の常時微動は、昼間だと工事による振動が大きいので工事が終わるのを待って夜間に測定した。

測定位置は建物の近くだと建物の振動の影響を受けるので、建物から約100m離れた地表面上とした。

なお、測定を行なった付近の地盤は図—4に示したような地盤構成となっている。



図—4 ボーリング柱状図

2.3.3 自由振動試験

従来の方は、建物をワイヤー等で引張った後に切断して、直後に派生する減衰波形より減衰常数を読み取る方法と、共振曲線から読み取る2通りが行なわれていたが、前者の場合引張り力が大きい点と高さが高くなると敷地の都合上不可能なことが多い。

後者の場合、起振機の回転精度をきわめて高くして正確な共振曲線を調べなければならぬが、過去の例だと充分正確な共振曲線を得たつもりでも、多少大きめの値に読み取る傾向にある。

そこで、今回つぎに記すような方法を用いて自由振動試験を行なってみた。

まず、強制振動によって建物を共振状態までもってゆき、振幅が十分大きく育ったところで起振機の回転を急速に止める。そして、その後に派生する自由減衰波形を観測する方法である。

問題は回転を急速に止める方法であるが、今回の試験の方法は最も簡単なモーターの発電制動を利用すること

により、かなり急速に停止させることが出来た。

具体的には、図-5に示したように制動時には界磁電流はそのままとし、電機子の回路を電源から切離し制動抵抗に短絡する方法である。この方法だと約2秒間で停止させることができる。

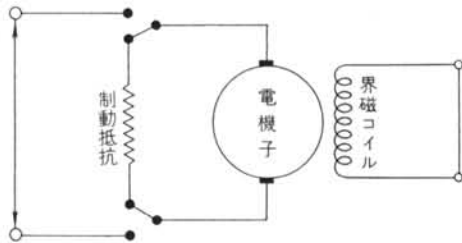


図-5 制動原理図

§ 3. 試験結果

3.1 梁間方向の共振振動数と振動モード

3.1.1 壁体

壁体1次の振動数-振幅特性は図-6に示したように1.69c/sに共振点がある。

加振モーメント3種類について行なったが、加振モーメントによる共振振動数の差はほとんどみられない。

壁体1次の共振時における振動モードは図-7にみられるように基礎のSwayとRockingが屋上階の全変形の70%も占めるモードとなっている。したがって、壁体の弾性変形(曲げ、せん断)は30%となる。

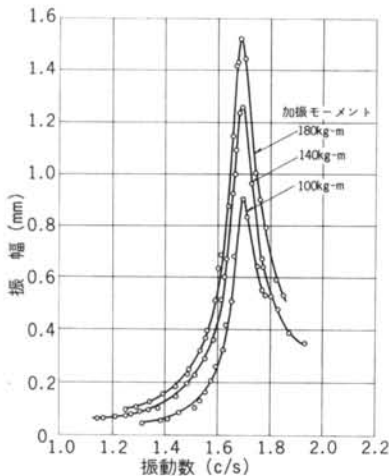


図-6 壁体1次の共振曲線

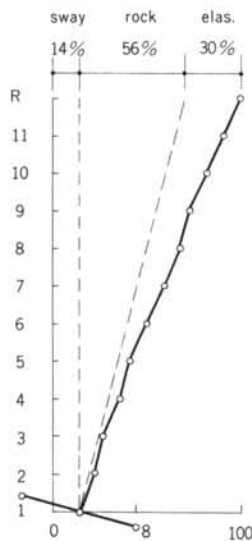


図-7 壁体1次の振動モード

また、平面的なモードを考えると、今回の試験のように1台の起振機で加振した場合、水平分布が一様なモードになるか懸念されたが、図-10をみてわかるように全体が一様なモードになっている。

壁体2次の共振振動数は13.4c/sで、振動モードは図-8に示したように1次と同じく相当量のSwayが観察された。

3.1.2 床版

床版1次の振動数-振幅特性は図-9に示したように1.95c/sに共振点がある。

また床版2次と3次の共振振動数はそれぞれ4.45c/s、9.60c/sとなっている。

床版の各次数の共振時における11階の水平振幅分布は図-10に示したように対称なきれいなモードとなっている。このことより、平面構造を考えた場合エレベータおよび階段のコア一部が建物の中央部より1床版偏心して

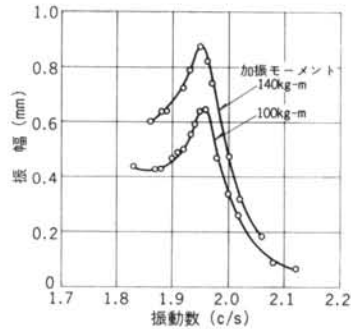


図-9 床板1次の共振曲線

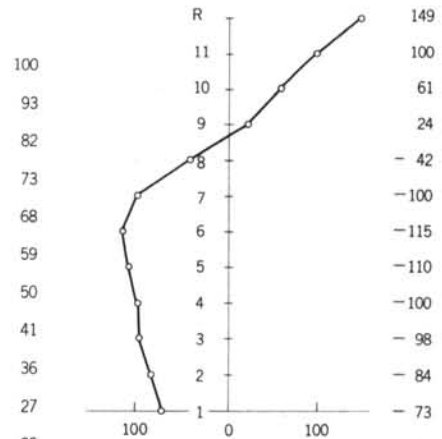
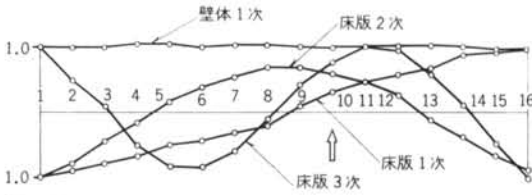


図-8 壁体2次の振動モード

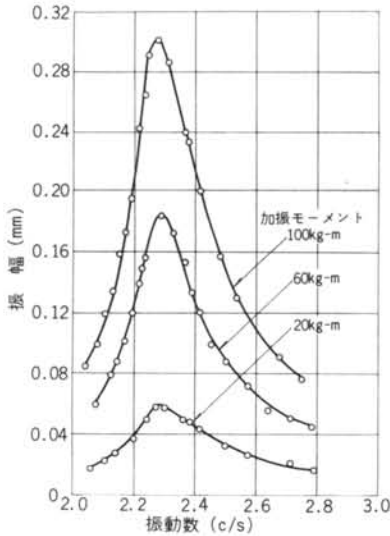
設置してあることによる影響はほとんどみられない。



図一10 壁体と床版の振動モード

3.2 桁行方向の共振振動数と振動モード

桁行1次の振動数-振幅特性を図一11に、振動モードを図一12に示したが共振振動数は2.28c/sとなっている。



図一11 桁行1次の共振曲線



図一12 桁行1次の振動モード

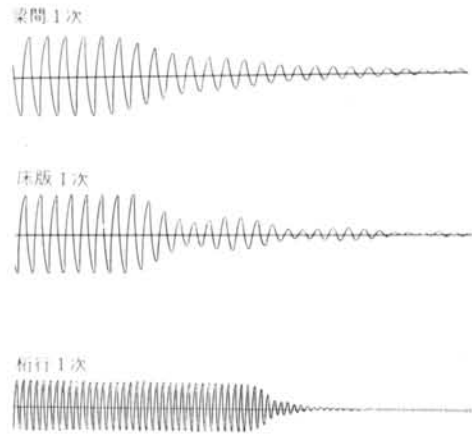
振動モードは相当量の Sway が占めており、屋上階の全変形の37%にも達し、残り63%が弾性変形となっている。

なお、ロッキング量も観察されたが値が非常に小さいので省略した。

また、2次の共振振動数は13.75c/sとなっている。

3.3 減衰常数

自由振動試験の記録の一部を図一13に示したが、壁体1次の減衰常数は記録波形より読み取ると $h=0.023$ となる。床版1次の場合をみると、全体の波形としては減衰波形の型になっているが、途中の段階でビートのような現象を呈しているため読み取れない。



図一13 自由減衰振動波形

また、桁行1次の場合も同じような現象になっているため読み取れない。

表一に示した減衰常数は、共振曲線から算出した値であるが、壁体1次の場合に限って比較するとほとんど同じ値で幾分自由振動試験の値が小さくなっているにすぎない。

以上のことから、起振機の回転精度を高くしたので共振曲線のピーク値は正確に測定できたと思われる。

振動方向	減衰常数
壁体1次	0.024
2次	0.071
床版1次	0.029
2次	0.045
3次	0.034
桁行1次	0.044
2次	0.036

表一1

3.4 地盤と建物の常時微動

3.4.1 地盤

常時微動の記録波形を周波数分析するとパワースペクトルは図-14のようになりいくつかの周期成分を含んでいるが、同敷地周辺の地盤の卓越周期は約1.2秒と0.85秒と思われる。

3.4.2 建物

梁間と桁行方向のスペクトル特性を図-15, 16に示した。梁間方向をみると、壁体1次に相当する周期のほかに顕著な周期成分も含まれている。

これらの周期を観察してみると、図-14にみられる地

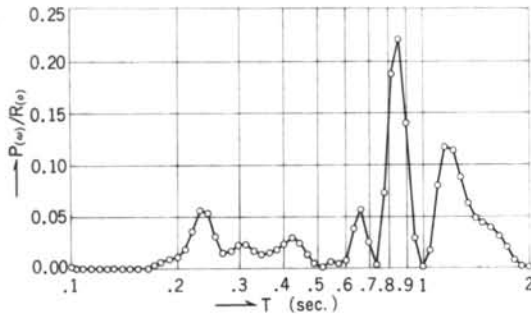


図-14 地盤のパワースペクトル

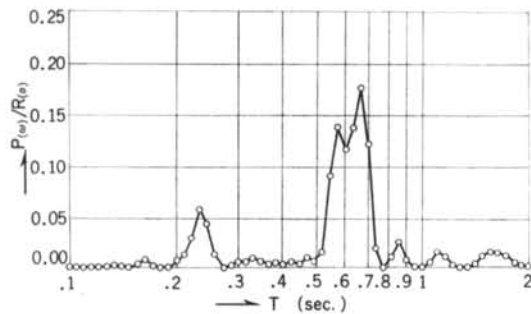


図-15 梁間方向のパワースペクトル

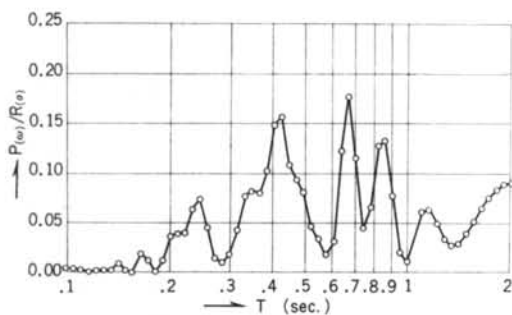


図-16 桁行方向パワースペクトル

盤の卓越周期であることがわかる。

図-16の桁行の場合も同じく桁行1次のほかに地盤の周期成分が含まれている。

傾向としては、地盤の約0.66秒に相当する周期成分が建物の常時微動に含まれる割合が大きいのといえる。

理由としては振動試験の結果にみられるように、振動モードの成分でSwayの占める割合が大きいのので地盤の振動の影響を受けたと考えられる。

それから0.66秒の周期成分が地盤のスペクトル特性ではたいして大きくないのに建物にはいと大きくなる理由としては、梁間と桁行の1次の共振振動数に比較的近いので増幅されて大きな成分になったと思われる。

それと、両方向の常時微動のスペクトル特性には床版1次の周期成分は観察されていないので、いずれの方向も並進運動だけしていたと思われる。

§ 4. まとめ

今回の振動試験で得られた結果を整理すると表-2のようになる。

振動方向	共振振動数(c/s)	減衰常数
壁体1次	1.69	0.024
2次	13.40	0.071
床版1次	1.95	0.029
2次	4.45	0.045
3次	9.60	0.034
桁行1次	2.28	0.044
2次	13.75	0.036

表-2

今回の試験体のように平面的に細長い形状をした建物の場合、試験結果に示すように壁体1次と床版1次が接近しているが、梁間方向の壁体の垂直剛性が床版の水平剛性と比較的近くなるので耐震問題に関して重要なことになってくる。

また、梁間1次の場合、基礎のSwayとRockingの占める割合が大きいのので、耐震設計を行なう際は基礎と構造体の連成系として取扱わなければならない。

したがって、基礎の設計に関して特にくい基礎の場合、くい水平剛性と鉛直剛性を明確にしなければならない。

それと、梁間と桁行の2次の共振振動数が1次に比べて極端に高くなっているが、基礎のSwayとRockingの影響と思われる。

桁行1次の場合、振動モードは典型的なせん断変形となっているが、Swayが37%も占めているので梁間方向と同様に基礎と構造体の連成系として解析しなければならない。

減衰常数に関しては、壁体1次が1番小さい値になっているが、床版1次の値も小さいので共振振動数と同様に注目すべきことであろう。

今後の問題としては、実際に地震が加わった時の振動性状が問題になってくるが、これらの資料をもとにして検討してゆく予定である。

§ 5. おわりに

本試験は同アパートの建設工事に関して計画された一連の試験で、川崎製鉄㈱建材開発部との共同研究で行なったものである。

おわりに、試験に際して御協力をお願いした川崎製鉄の萩野課長、高田千一郎氏および現場の金子昌義工事課長、小畑政雄氏、篠崎明夫氏に未筆ながら感謝する次第である。

また、試験計画および報告書作成等に当たって大築志夫研究所所長、橋本文夫顧問、山原浩研究員の御助言があったことに感謝の意を表します。