

大林式プレハブアパートに関する実験的研究

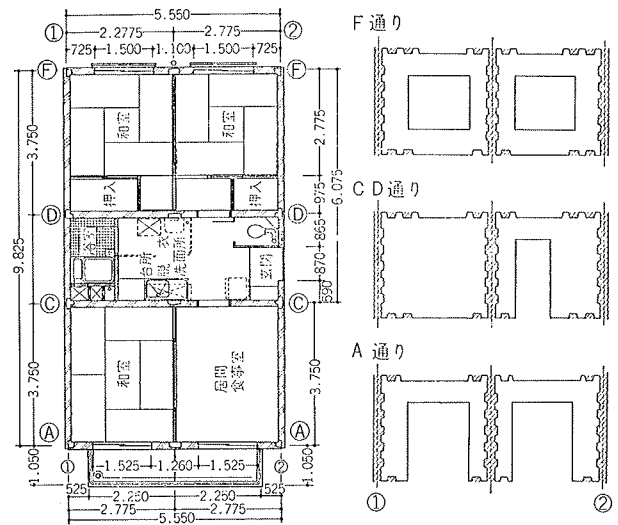
篠 木 武 彦
 森 高 勇
 吉 岡 研 三
 吉 原 醇 一
 表 佑太郎

概 要

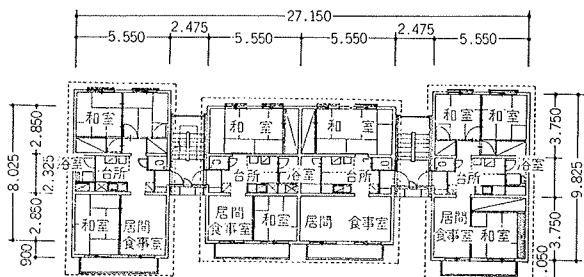
大林式プレハブアパートは、プレキャスト版の接合方法としてコンクリートジグザグジョイントを使用している。このジョイントに関しては、数年間にわたり数多くの構造実験を繰り返し、きわめて有効な接合方法であることを確認している。今回、5階建の当社川越社宅を本工法によって建設することを、建築センターより認可されたが、大林式プレハブアパートの地震時における安全性を、更に確認するために、本建物の躯体工事終了後、実物実験として静的及び動的な実験を行ない、また、並行して模型による衝撃破壊実験を行なった。本報告は、これらの実験に関するものである。実物実験からは、設計荷重の1.33倍、水平震度にして0.27に対しては、建物本体に何の異常も認められないという結果が得られ、また衝撃破壊実験では、転倒モーメントによって鉛直目地内の鉄筋が破断して破壊し、建物の強度、靱性ともに十分であることが判明した。

1. 川越プレハブ社宅について

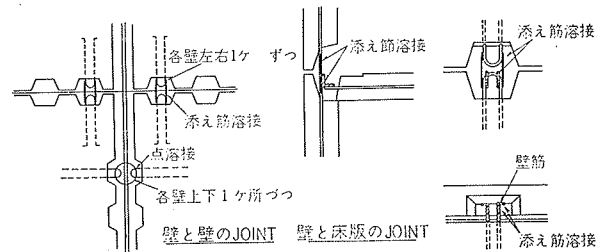
この建物は、当社東京機械工場の社宅として川越市に建築されたものであり、大林式プレハブアパートの試作第2号である。第1号は、昭和40年に当研究所敷地内に建てられた4層、3DK 8戸であるが、今回の第2号は戸数2DK、3DK各々10戸ずつで、層数5と高くなり、プレキャスト版の接合方法も多少変わっている。平面は図一1に示すように、2DK棟が1棟、3DK棟が2棟で、構造的には各々が独立して建っており、鉄骨階段でつながっているだけである。実験は3DK棟の短手方向についてのみ行なった。図一1に全体平面図を、図一2に実験棟の平面および壁パネル組立図を、また図一3にプレキャスト版各種接合部詳細を示す。



図一2 実験棟平面図および壁パネル組立図



図一1 川越社宅平面図



図一3 プレキャスト版接合部

プレキャスト版の製作は、川越のショックベトン社の工場敷地内に、建起し式自動脱型装置を設置して行なった。型枠は1日2回転でコンクリート打設後3時間の蒸気養生(80°C)を行ない、4時間で脱型した。プレキャスト版コンクリートの28日強度は、平均286kg/cm²、弾性係数は3.22×10⁵kg/cm²であり、現場打ち目地コンクリートは豆砂利コンクリートで平均28日圧縮強度は262kg/cm²であった。使用した鉄筋はSR24、SD35の2種類である。

2. 実物実験(静的及び動的実験)

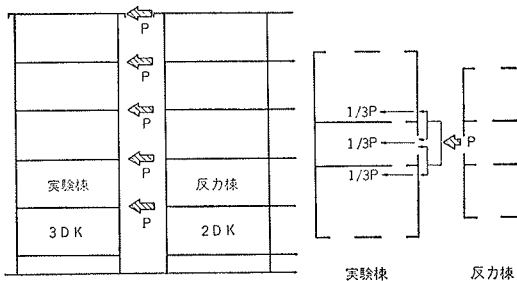
本建物の躯体工事完了後、建物の挙動と安全性を確認するために、油圧ジャッキによる静的水平加力実験屋上に起振機を据え付けての強制振動実験、ワイヤロープの引張切断による自由振動実験を行なった。実験の順序は次の通りである。

- 強制振動実験(屋上階で100gal程度)
- 静的水平加力実験(設計荷重まで)
- 強制および自由振動実験(屋上階で170gal程度)
- 静的水平加力実験(設計荷重×1.33倍)

2.1. 静的水平加力実験

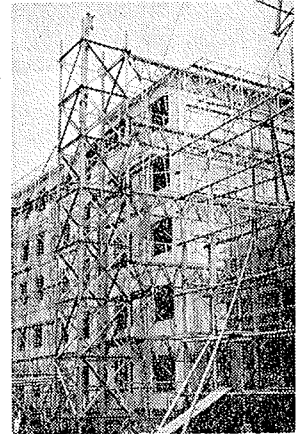
この実験では、設計時とほぼ同様な加力とした。図一4に加力の概要を示してあるが、2FL~RFLまで各階スラブ位置に油圧ジャッキを用いて加力し、反力は2DK棟にとった。各階加力の大きさは、全く同一であるが、設計時には、2~5階11.9tに対して、R階は9.57tと小さくなっているため、実験時の方が、転倒モーメントに対して多少不利になっている。反力を2DK棟にとっている関係で、加力は一方向しか行なわなかった。

2.1.1. 加力方法 図一4に加力方法を示すが、各階共に、4点載荷とし、各スラブに1/3Pの荷重がかかるようにH型鋼の加力ビームを使用した。加力は油圧ジャッキを用いて行ない、荷重の大きさはプルベングリングまたはロードセルによってチェックした。各階の加力ビーム、ジャッキロードセル等は、単管足場を組み上げ、端太角を敷き並べて、その上に保持した。



図一4 加力概要図

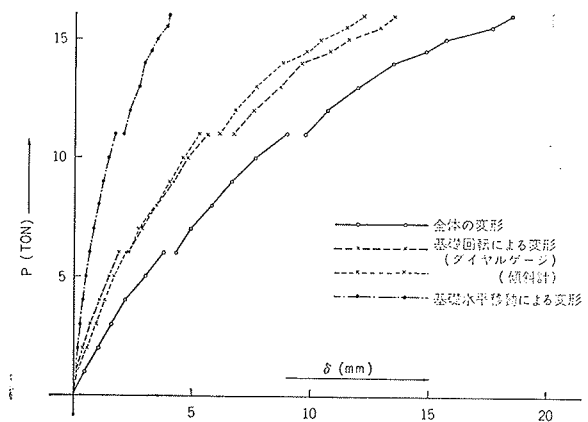
2.1.2. 変形測定方法 変形の測定は次の諸点について行なった。すなわち、各階の水平変位、基礎の水平移動および回転、各点の歪度である。各階の水平変位および基礎の移動、回転については、ダイヤルゲージを用いて測定したが、このような大型の実験では、不動点の設置が大きな問題となる。今回は、コンクリートタワー(1.700m×1.700m)を2基、実験棟の側面から各々2.5mの間隔をとって建て上げ、タワー間隔約15mを、各階スラブの高さにペコガード(G-800)でつなぎ、これを不動点とした(図一5参照)基礎の回転はダイヤルゲージとは別に、水管式傾斜計を用いて測定している。歪度の測定に際しては、コンクリート表面の要点および鉛直目地内鉄筋(D25)にストレインゲージを貼付して歪度を測定している。



図一5 変形測定用不動点

2.1.3. 実験結果 実験は前述したように、動的実験と静的実験を交互に行なった。なお、開口部を有するパネルのほとんどに、実験前、すでに、開口部隅より、運搬および建方時あるいはコンクリートの硬化収縮によって発生したと思われる斜めきれつが発生していた。加力は総せん断力にして80t、設計荷重の1.33倍、水平震度にして0.27まで行なったが、新しいきれつの発生もなく、建物の異常は認められず、基礎の浮き上りによって、周りの地盤にきれつが発生した程度であった。

図一6は、R階の水平変位(各壁通りの平均値)の内訳を示したものであるが、全体の水平変位および基



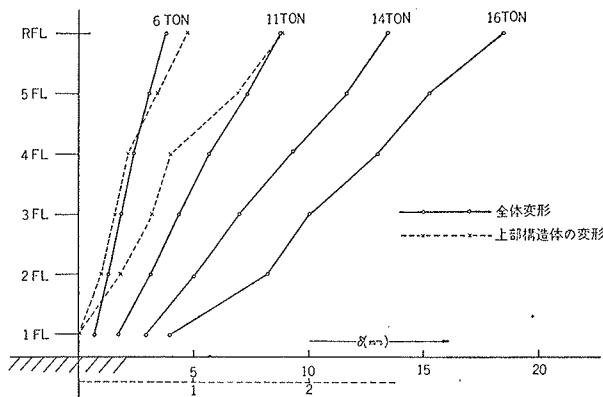
図一6 R階水平変位

礎の水平変位というのは、コンクリートタワーとペコガーダーによって構成された不動点からダイヤルゲージを使用して測定された変位であり、基礎回転による変位というのは、傾斜計によって測定された基礎回転を $\delta\theta = \theta \cdot h$ (θ : 回転角, h : 基礎からの高さ) によって各階の水平変位に換算したものである。各変位の 6 t, 11 t, 16 t 時の測定値を表一に示す。

	全体変形 (δ)	基礎回転 ($\delta\theta$)	基礎水平移動 (δ_H)	上部構造体の変形 $\delta_B = \delta - (\delta\theta + \delta_H)$
6 TON	3.8mm	2.2mm	0.7mm	0.9mm
		57.9%	18.4%	23.7%
11TON	9.0mm	5.3mm	1.7mm	2.0mm
		58.9%	18.9%	22.2%
16TON	18.5mm	12.2mm	4.0mm	2.3mm
		65.9%	21.7%	12.4%

表一 R 階水平変位の内訳

表一の最後の欄で、上部構造体の変形というのは、全体変形から基礎の水平移動および回転を減じたものであり、建物の曲げせん断変形、パネル接合部の変形を含んでいる。この表及び図一六をみると、全体変形の中で基礎の回転と水平移動による変形の占める割合



図一七 建物変形図

が大きく、11 t 時で78%、16 t 時では88%にもなり、荷重が大きくなるに従って、上部構造体の変形の占める割合は小さくなっている。荷重-変形曲線をもっても、基礎回転の変形曲線の型が、そのまま、全体の変形曲線に影響を与えている。図一七が建物の変形状態を示したものであるが、各荷重とも、ほぼ直線的な変形をしており、ここでも建物は非常に剛なものであり、変形はそのほとんどが基礎の回転と水平移動であることを示している。

各点の歪度について述べてみよう。鉛直目地内の鉄筋は、1階スラブ位置での歪度を測定したが、各壁通りとともに、予想したように、①通りは圧縮を、②通りは引張を示しており、中央の鉄筋も小さいながら引張

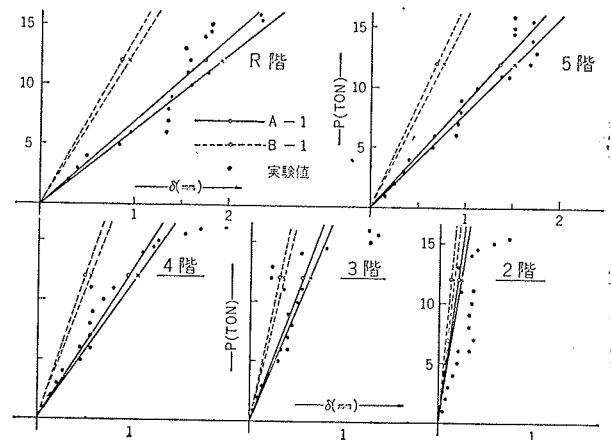
歪度を示している。①通りの引張歪度は、CD通りで大きく、最大 200×10^{-6} 程度であった。一方、コンクリート表面は、圧縮歪度の予想される位置にストレインゲージを貼付したが、予想通り、ほとんど圧縮を示したが、その値は小さく、一番大きい所でも 100×10^{-6} であった。本建物の設計の際に、CD通りの壁梁にかかるせん断力が大きく、心配されたが、コンクリート表面歪度の測定によると、斜め 45° 方向の引張歪度が最大荷重時で 65×10^{-6} と、いまだ、かなりの余裕をみせていた。

2.1.4. 理論弾性解析と実験値との比較 この建物の理論弾性解析にあたっては、原則として、鉛直および水平ジグザグ目地によって各部材は一体に挙動するものとする。A, C, D, F 各通りを各々壁式ラーメンに置換し、学会規準に従って剛域を考慮し、当社電子計算機室のプログラム STEP-1 を使用し、ラーメン解法を行なった。ラーメン置換は次の 2case について行なっている。

A-1: 直交壁 (①, ②通り) は考慮せず、各接合部はすべて剛に接合されているものとする。

B-1: 直交壁を考慮する。従って、A, F 通りの中央柱を除いて他の柱はすべて T 型断面となり、ラーメンの軸寸法は T 型断面の重心軸をとる。各接合部はすべて剛接合と仮定している。

両 case について、A ラーメン → C ラーメン → D ラーメン → F ラーメンの順に、各階スラブ位置で、剛な梁 (両端ピン) でつなぎ、各階スラブに水平荷重を作用させ解法を行なった。



図一八 水平変位の実験値と理論値

この解析結果と実験結果を比較したのが図一八および図一九である。直線で示するのが解析結果で、●印または○印が実験結果である。図一八が上部構造体の変形、図一九が鉛直目地内鉄筋の歪度である。明確なことは

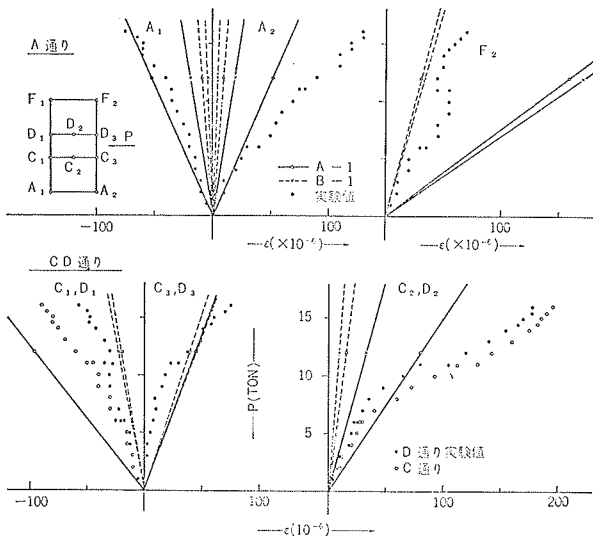


図-9 鉄筋歪度の実験値と理論値

言えないが、今回の実験結果は、変形、歪度ともに直交壁を考慮しない解析結果に比較的近いようである。

2.2. 動的実験

動的実験としては、屋上階に起振機を据え付けての強制振動実験と、ワイヤーロープの引張切断による自由振動実験を行なった。

2.2.1. 実験方法 強制振動実験に使用した起振機は「建研型大型同期式起振機B型」で建築研究所より借用したものであり、加振モーメントは0~75kg・mで機械の停止中に手動操作により連続可変である。実験に使用した加振モーメントは0~45kg・mの範囲であり、加振力は最大2.35tである。起振機据付位置は建物R階の中央で、加振力方向は、静的実験と同様に短手方向のみである。起振機据付状態を図-10に示す。一方、自由振動実験では、隣接2DK棟R階スラブに埋め込んだボルトを反力にとり、実験棟R階の起振機据付台をチルホールにて引張り、後、切断鉄筋をガス溶断して建物に自由振動を与えた。この際、引張荷重はテンションメーターにてチェックした。

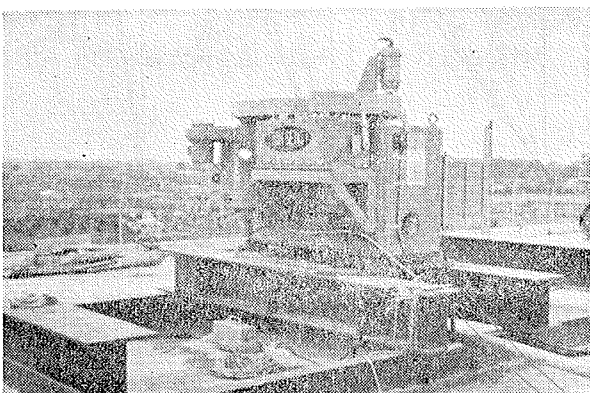


図-10 起振機据付状況

2.2.2. 測点 実験時には、図-11に示すように、各階の水平方向の加速度および水平変位を、また、基礎の動きを観察するために、基礎の水平および鉛直方向の変位を、加速度計および変位計を用いて測定した。静的実験に使用した鉛直目地内鉄筋に貼付したストレインゲージも使用し、鉄筋歪度も同時に測定している。

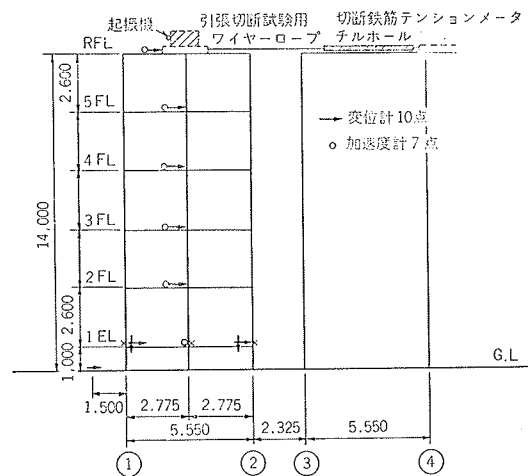


図-11 測点

2.2.3. 実験結果とその検討 実験は、起振機の加振モーメントを徐々に上げながら最大45kg・mまで行なったが、屋上階の加速度で最大168galが記録された。168galという振動は気象庁震度階で5に相当するが、この程度の振動では、建物本体には何ら異常が認められなかった。

常時微動測定、強制振動実験、自由振動実験より得られた建物短手方向の固有振動数を表-2に、減衰常数を表-3に示す。

試験種類	固有振動数測定値 (%)	理論値 (%)
常時微動	4.0	3.50
強制振動	3.3~3.6	
自由振動	3.3~3.6	

表-2 固有振動数

	強制振動	自由振動
加速度計より算出	4.98%	3.21~2.75%
変位計より算出	3.06%	3.90~3.14%
歪度計より算出	5.14%	3.62~3.16%

(但し、強制振動は加振モーメント10kg mの値である。)

表-3 減衰常数

強制振動実験により、固有振動数として3.3~3.6(c/s)の値が得られているが、図-12のR階加速度共振曲線からもわかるように、加振モーメントを上げるに従って小さくなっている。実験途中に、設計荷

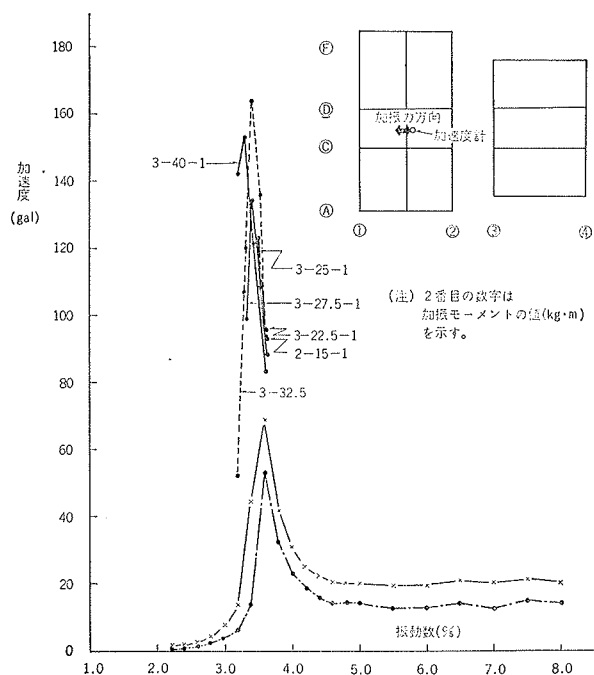


図-12 加速度共振曲線

重までの静的実験をはさんだが、静的実験前後の同じ加振モーメントに対する固有振動数の変化はない。自由振動実験は、トップの引張力を2~5.5tまで変化させて行なったが、3.33~3.59(c/s)の値が得られている。波動理論より求めた理論値が3.50c/sと、実験値と良く一致しているが、この計算上の未知数仮定値としては、地盤のポアソン比 $\nu=0.25$ 横波の伝播速度 $V_s=200\text{m/s}$ としている。

静的実験においては、全体の水平変位の中で、基礎の水平移動と回転の占める割合が非常に大きかったが、

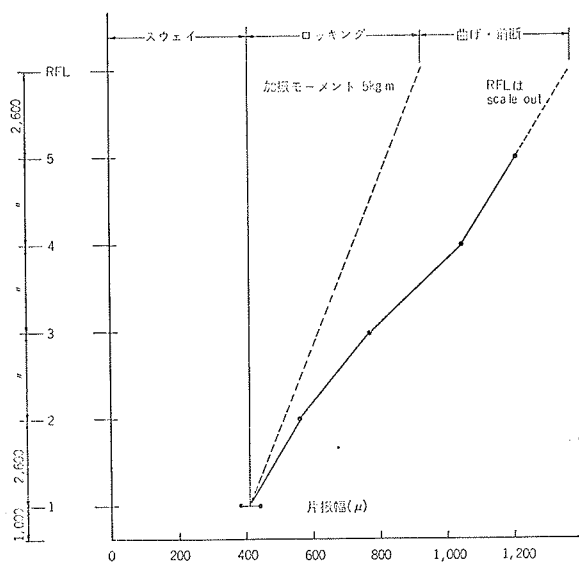


図-13 動的変位図

動的実験においても同様であることが図-13に示されている。加振モーメント 5 kg·m と非常に小さい時の建物変形図であるが、基礎の水平移動と回転が約70%も占めている。

転倒モーメントを負担する鉛直目地内の鉄筋歪度は最大で約 50×10^{-6} 程度であり、静的実験の値と比較すると、6~8 tの荷重段階の値であり、設計荷重の0.5~0.66倍である。

3. 模型による衝撃破壊実験

本建物の地震時における安全性と破壊性状を確認するために、C, D通りのみとり出した模型について、静荷重および衝撃荷重を交互に加え破壊実験を行なった。

3.1. 試験体および使用材料の性質

試験体は図-14に示すように、川越住宅のC, D通りのみ対象とし、実物の $1/3$ 模型(ただし壁厚のみ $2/3$)で、2層の箱形プランである。試験体は、まず、壁パネル、床版、基礎梁を製作した。壁パネルの配筋、ジグザグジョイントの数、各部材のジョイント方法は、実施設計の場合と同じである。基礎梁を衝撃試験

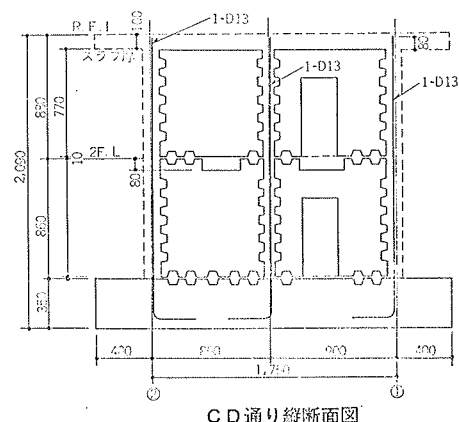
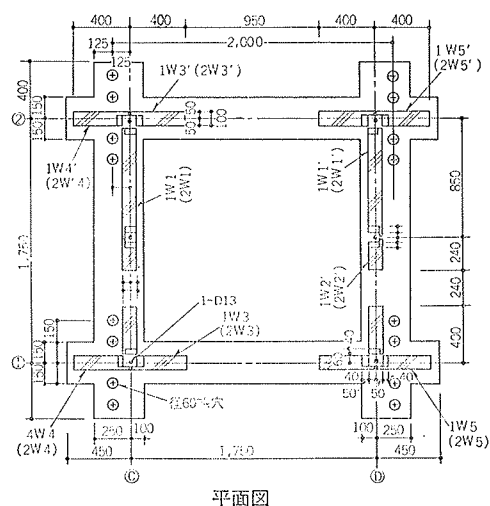


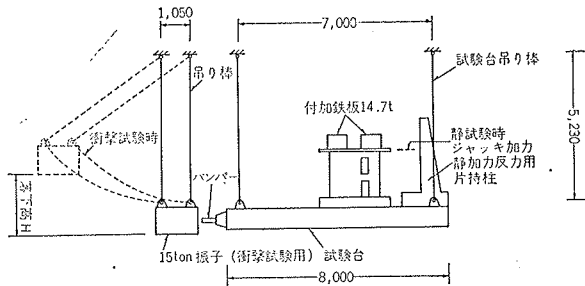
図-14 試験体

台に榫型ボルトにて固定し、一層の壁パネル、2階のスラブを建て上げて目地コンクリートを打設した。コンクリートの硬化をまって、3日後に2階を同様に建て上げた。

壁パネル、床版および基礎梁の製作には普通コンクリートを用い、粗骨材は最大粒形25mm以下とし、一方、目地コンクリートでは早強セメントを使用し、粗骨材は6号砕石を使用した。調合は実施工の場合と全く同じものであるが、実験時のコンクリートシリンダー圧縮試験の結果は、目地コンクリートで $F_c=245\text{kg/cm}^2$ 壁パネル等で $F_c=189\text{kg/cm}^2$ であった。鉛直目地内には、転倒モーメントを処理するために、SD35のD13を使用した。素材引張試験の結果では、降伏応力度が $\sigma_y=3834\text{kg/cm}^2$ 、最大引張応力度が $\sigma_{max}=5417\text{kg/cm}^2$ であった。

3.2. 実験方法

3.2.1. 加力方法 試験装置の概略図を図一15に示す。試験台のアリ溝上に試験体の基礎梁をのせ、基礎梁のアンカー穴(径60mm)を通して榫型ボルトにて締めつけ固定する。静加力の場合は、試験体と同様に固定した鉄骨製の静加力用片持柱を反力として試験体R階床に50tジャッキにて加力した。荷重はロードセルにて測定している。一方、動加力の場合は、衝撃試験装置の15t振子を所定の高さから落下させ、試験台バンパーに衝突させ、試験体本体に1波の加速度を生じさせる。付加重量として、穴のあいた鉄板をR階床上に2列に16枚づつ合計32枚載せ、ボルトにてR階スラブに締めつけた。重量は14.7tで、全壁面積で除すと 3.3kg/cm^2 である。



図一15 試験装置

試験体には、上記の静および動加力を交互に行なったが実験順序は次の通りである。

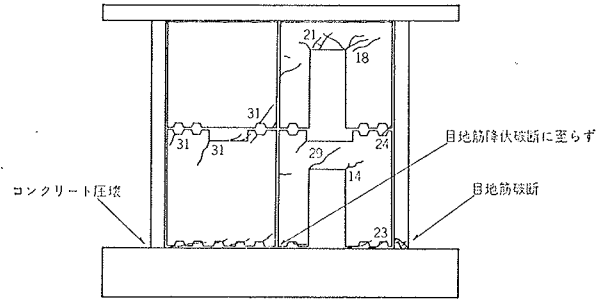
第1～第3	静加力	R階水平力	15 t
第1	動加力	試験台加速度	0.744 g
第4	静加力		31 t
第2	動加力		1.88 g
第5	静加力 (降伏)		36 t

第3	動加力	4.45 g
第4	動加力 (破壊)	2.85 g

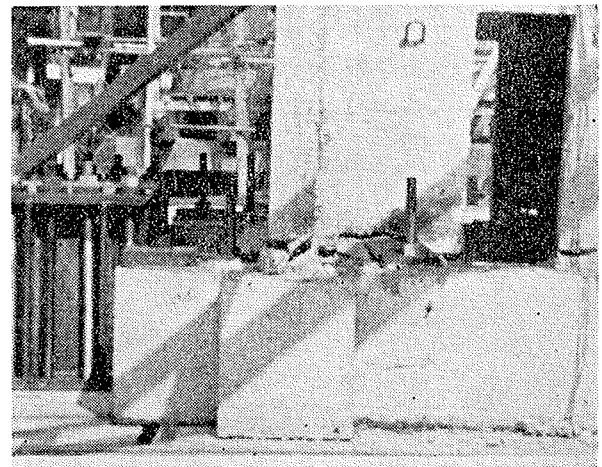
3.2.2. 測定方法 i) 変位 静実験の場合はR階床および2階床位置における台に対する相対変位を $1/1000\text{mm}$ ダイヤルゲージにて測定し、さらに基礎梁の台に対する浮沈および直交壁の基礎梁に対する浮沈をダイヤルゲージで測定した。動実験の場合は、歪式変位計および記録紙を貼り付けた回転ドラムをそれぞれ不動点トラスに固定し変位を測定した。なお、歪式変位計は静実験の際にキャリブレーションを行ない、変形と歪との関係を求めた。ii) 加速度 加速度計は台、試験体2階床およびR階床にK社製およびI社製をそれぞれ1ヶづつ計6ヶ取りつけたが、測定計器の都合で全部は測定されていない。iii) 歪 鉄筋およびコンクリート表面の要点にストレインゲージを貼り付けて歪の測定を行なっている。

3.3. 実験結果とその考察

3.3.1. 破壊経過 試験体の1階および2階の開口部上には、実験開始以前にすでに斜めひび割れがみられた。ひび割れ発生順序および破壊状況は図一16に示す通りである。第5回の静荷重試験時に引張側目地筋が34t近くで降伏し、水平力 $H=36\text{t}$ まで達した。次の動加力を考慮して、ここで静加力を終了させたもので実際には更に荷重の上昇が期待できるものと予想さ



図一16 ひび割れおよび破壊状況



図一17 破壊の瞬間

れる。静加力実験終了後、最終的に破壊させる目的で、15 t 振子の落下高180cmとしての衝撃実験を行なったが、静荷重実験終了時と比べて、ひび割れ等には、顕著な相違がみられなかった。試験体に衝撃力が加わった際に付加重量とR階床版とを締め付けたボルトがゆるみ、付加重量の移動がみられた。ボルトを締め直し、振子の落下高さを230cmまであげ、再び衝撃力を加えた。試験体は引張側目地筋が破断し、直交壁と基礎梁が大きく開き、圧縮側の直交壁が圧壊し、中間の目地筋も伸びた後に座屈して破壊した。なお、この時点でも付加重量を締め付けたボルトがゆるんだ。図-17に、引張筋が破断し、引張側パネルが浮き上がった瞬間を示す。

3.3.2. 荷重 (H) ~ 変位 (δ) 曲線 R階床版位置における H-δ 曲線を図-18に示す。動実験時の残留変形が明確でないため、この H-δ 曲線は連続していない。図中の一点鎖線および鎖線は理論弾性剛性を示すが、一点鎖線は直交壁を考慮した場合、鎖線は直交壁を無視した場合で、2.1.4.と同様に、試験体を壁式ラーメンに置換し、後打ちコンクリート部分も一体とみなし、STEP-1により計算したものである。実験値に対し、直交壁を考慮した場合は50%、考慮しない場合は約65%の剛性である。実際には試験体が完全には一体となっていないこと、1/3模型のために、ジョイントの処理が非常に難しく、施工が悪かったこと、計算時の剛域のとり方等を考えると、この程度の差は生じてくるであろう。第2回動実験から変位計によって測定された変位と、加速度計から得られた加速度と質量との積から荷重を算出しプロットしたものが・印および×印で、前者はK社製の加速度計、後者はI社製の加速度計の場合である。この剛性を第4回静加力時の静的な剛性と比較すると、動剛性は非常に高く、静剛性の約2倍にもなっている。第1回の動実験時の変位は測定されていない。また第3回、4回動実験時の変位は測定されているが、加速度記録が非常に大きく水平荷重に換算して、第3回の場合に、 $H=74.2\text{ t}$ 、第4回の場合に $H=45.2\text{ t}$ で、静実験結果及び予想降伏耐力より非常に大きく、H-δ曲線中にはプロットしていない。これは先に述べたように、ボルトがゆるみ、付加重量の一体性が失われた事も一因であろう。図中の・印は基礎梁に対する直交壁の浮沈量から上部構造の回転角を求め、水平変位量に換算したものであり、第5回静実験の場合のみを図中にプロットしている。

3.3.3. 耐力 静実験より得られた H-δ 曲線から試験体の降伏荷重を求めると35 tであり、一方、鉛直

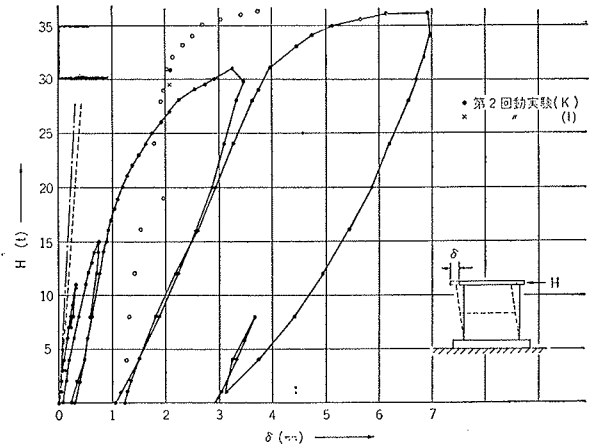


図-18 H-δ 曲線

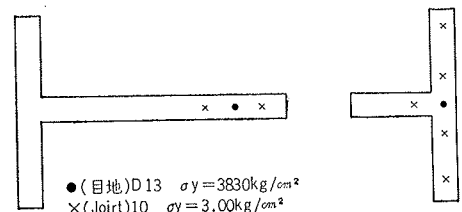


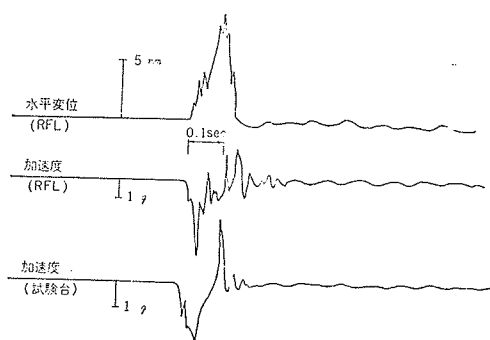
図-19 曲げ耐力計算用仮定断面

目地内鉄筋の荷重歪度曲線より鉄筋降伏荷重を求めると34 tである。理論的に曲げ耐力を求めるために、図-19のような軸方向力のある断面形を考え、圧縮側フランジ内の鉄筋は考慮せず、その他の鉄筋はすべて同時に降伏すると仮定する。まず、転倒モーメントに対し、鉛直目地内の鉄筋 (D13) のみ有効として計算すると $H=22.6\text{ t}$ となり、実験値の方が55%も大きくなってしまいます。一方、パネル同志を上下につないでいるジョイント筋 (D10) もすべて効いているものと仮定すると $H=40.0\text{ t}$ で、実験値の約110%となり、ジョイント筋を考慮すれば、ほぼ降伏耐力を推定することができる。しかしながら、ジョイント筋の溶接は現場溶接で作業性も悪く、本来、この鉄筋は建方の際の安定を目的としたものであるから、溶接自体も軽微なものであり、この強度は期待すべきではない。降伏時と同様な仮定をし、引張筋のすべてが破断する時の荷重を求めると $H=53.2\text{ t}$ となり、目地鉄筋が破断した第4回動実験の値は、この値の85%となる。

次にせん断耐力について述べてみよう。試験体のせん断耐力は、理論的には、2階あるいは1階の水平ジグザグ部でできる。この場合、2階のジグザグジョイント数が1階よりも少ないので、この部分がせん断に対してクリティカルとなる。全せん断力を後打ちのジグザグジョイントのみで負担するものとし、せん断強度を $1/15 F_c$ とすれば $Q=14.7\text{ t}$ で目地筋のみの曲げ耐

力より小さいことになってしまう。実験においては、ジグザク部の隅より斜めきれつがパネル内に発生してはいるが、ジョイントが圧壊したり、せん断破壊したりすることはなかった。これは、転倒モーメントの曲げ圧縮力の摩擦抵抗によってせん断力を負担しているためであろう（大林組技術研究所報 No. 2 大林式プレハブアパートに関する実験報告参照）。なお、全コンクリート断面に対しては $Q=41.0t$ となり、曲げ耐力を上まわることになる。

3.3.4. 衝撃実験 図一20に第4動実験時の加速度とたわみの記録曲線を、表一4には、衝撃入力後の試験体の自由振動周期および衝撃実験前に行なった微振動周期を示した。



図一20 第3回動実験記録曲線

STEP 解析より得た影響係数を用いて固有周期を計算すると $0.0246\sim 0.0283\text{sec}$ であり、実験値とは大きな差がある。第1回動実験は第3回静実験（荷重 $15t$ まで）後に行なわれたもので $H-\delta$ 曲線からも、大きく塑性域に入っているとはいえ、周期がこれ程伸びるとは考えられない。両者の差が大きいのは、前述したようにジョイントの施工が悪く、試験体の一体性に疑問があること、計算値には基礎の影響が入っていないことによるのであろう。

	微振動固有周期	落下高さ	固有周期実験値
動第1回	0.044sec	10 cm	0.080sec
# 2	0.042 "	60 "	0.083 "
# 3	0.047 "	180 "	0.097 "
# 4		230 "	0.105 "

表一4 固有周期

表一5に試験台、2階、R階における最大加速度と衝撃時間を示し、R階における台に対する相対変位も併記する。応答倍率は、第1回動実験から第3回動実験まで、1.44、1.56、1.61と増し、第4回動実験ではnegativeになって、応答倍率は0.89に低下している。

	落下高さ (cm)	衝撃時間 (sec)	台加速度 (g)	2 F L 加速度 (g)	R F L 加速度 (g)	変位 (変位計) (mm)	変位 (ドラム) (mm)
動第1回	10	0.12	0.52	0.454	0.744	—	—
# 2	60	0.13	1.20	1.41	1.88	1.26	—
# 3	180	0.12	2.77	3.52	4.45	8.80	8.5
# 4	230	0.115	3.20	2.92	2.85	—	35.0

表一5 加速度および変位

4. 総括

以上述べてきた諸実験の結果をまとめると次の通りである。

(1) 実物静的水平加力実験では、設計荷重の1.33倍、水平震度にして0.27の水平力を加力したが、建物本体には何ら異常が認められなかった。

(2) 測定された水平変位は、建物本体の曲げせん断変形と基礎の回転及び水平移動による変形に大別できるが、静的および動の実験ともに後者が大きく、しかも水平力が大になるにしたがって、基礎の変形によるものの比率が大きくなる。

(3) 実験結果と解析結果を比較してみると、剛性計算を行なう場合には、直交壁を考慮しない方がよいようである。

(4) 実物動実験から測定された本建物の固有周期は $0.280\sim 0.303\text{sec}$ であり、減衰常数は $2.75\sim 5.14\%$ であった。

(5) 衝撃破壊実験では、転倒モーメントによって、鉛直目地内の鉄筋が破断して破壊し、おどり現象を示したが、転倒するまでには至らなかった。この際、プレキャスト版を接合しているジグザグ目地は、ひび割れは多少発生したが、目地そのものが圧壊したり、せん断破壊したりすることはなかった。

大林式プレハブアパートの試作2号である川越社宅は、実物静的水平加力実験によって、現行の設計震度0.2に対しては十分に安全であることが確認できたわけであるが、一方、建物を動的に考えた場合、実物動実験より得られた $0.280\sim 0.303\text{sec}$ という周期では、弾性の加速度応答が地動加速度の最大値の3~4倍になることが予想される。このことは、川越社宅のみについて言えることではなく、現在までに、各研究機関で行なわれた鉄筋コンクリート壁式構造の実物振動実験結果からみると、それらの周期は殆んどが $0.2\sim 0.4\text{sec}$ となっており、この範囲では、周期にあまり関係なく弾性の加速度応答は、同様なことが言える。川越社宅に関し、衝撃破壊実験の項で述べたと同じ方法で曲げ耐力を計算すると次の通りである。鉛直目地内の鉄筋

と軸力のみ考慮すると、終局転倒モーメントは、約 1340t・m、また、壁パネルをつないでいるジョイント筋も考慮すると約 1850t・m となり、設計転倒モーメントの各々2.7倍、3.7倍となる。一方、せん断耐力を、 $\tau_u = 1/15 F_C$ ($F_C = 180 \text{kg/cm}^2$) として計算すると約 260 t となり、設計せん断力の 4.6 倍となる。破壊状況としては、衝撃破壊実験結果から、転倒モーメントによって建物が降伏し、靱性も十分あることが予想される。したがって、本建物は地震力に対して、静的に考えても、動的に考えても十分なる安全性を有するものと思われる。しかしながら、本建物の加力方向の壁量が 22.2cm/m^2 と多く、また、建物自体も塔状の建物であるから、せん断耐力が曲げ耐力よりまさり、靱性も十分に確保できるが、プランによっては、逆になることも予想され、この様な場合には、剛性と靱性との関係に十分な考慮がなされなければならないであろう。最後に、大林式プレハブアパートの特徴としているコンクリートジグザグジョイントについてであるが、今回行なった実験および現在までに行なわれてきた実験結果から、ジョイントが全体構造物の破壊に大きな影響を及ぼすことはなく、耐力、剛性ともに、コンクリートが一体に打設されたものとして計算でき、一体打ちのものに比して、それ程遜色ないものであると言えるであろう。

最後に、本実験にあたり全面的なご協力をいただいた川越社宅工事々務所の岡本主任、東京支店設計部の谷山主任設計士および赤崎職員に対し、心から感謝の意を表します。