

## 連層耐震壁付鉄筋コンクリート架構の 履歴性状に及ぼす基礎浮上りの影響 (その2)

藤原 悌三・中村 武・陶器 浩一

### THE EFFECTS OF UP-LIFTING OF FOUNDATION ON THE HYSTERETIC CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH BEARING WALL (PART 2)

By *Teizo FUJIWARA, Takeshi NAKAMURA and Hirokazu TOHKI*

#### Synopsis

High rise building structures with shear walls are, recently, constructed for apartment houses and it is important to make clear anti-seismic safety of such buildings subjected to severe earthquakes. In our former paper<sup>1)</sup>, up-lifting effects of the foundation of a shear wall were examined statically and dynamically by using 1/20 scale test frame of reinforced concrete structures. Two types of model structures similar to the former paper are added in this paper: one is rigidly fixed to the base floor and the other is freely supported with a horizontal constraint. Test results as well as the results of former test are compared with the results of earthquake response analysis obtained by considering the restoring force characteristics of the reinforced concrete members.

#### 1. 序

鉄筋コンクリート造の高層集合住宅が建設されるようになり、連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性に関する研究も数多く行われている。筆者らは前報において、連層耐震壁基礎の浮上りを許容した静加力実験及び振動実験を行い、この種建物の動的崩壊性状を明らかにするとともに、地盤剛性、地中梁剛性の上部振動特性に及ぼす影響などについて検討してきた<sup>1)</sup>。

本報では、対象を付帯ラームンの柱脚にも浮上りを生ずる建物と基礎固定の建物に広げ、基礎の浮上の効果を更に詳しく検討するとともに、部材レベルの地震応答解析を行なうことによって、一般的な地震応答性状、終局的保有水平耐力を明らかにすることを意図している。

試験体は前報と同様、7層3スパンの連層耐震壁付鉄筋コンクリート架構であり、1次振動モードを想定した正負繰返し静加力実験を変位制御で行うとともに、振動台を用いて記録地震波形関数を入力とする動的崩壊実験を行った。実験結果は主として1、2層の水平抵抗力と層間変形及び水平抵抗力と基礎部上下変位の関係として、前報の内容を対照しつつまとめた。解析は試験体の設計方針に沿って、部材レベルの鉄筋コンクリートの復元力特性を与えた地震応答解析を行い、実験結果と比較検討した。

## 2. 模型実験

### 2.1 試験体

試験体は前報と同様中央スパンに連層耐震壁をもつ7層3スパンの鉄筋コンクリート造建物を対象とし、基礎の浮上りによる影響と構造物下層部の弾塑性挙動を明らかにすることを主眼として、上部5層は鉄骨造の弾性体にて模擬し、実験装置の容量を考慮して約1/20の縮小模型とした。

Fig. 1 及び Photos. 1, 2 に各試験体の部材寸法と配筋図を示す、モデルAは前報と同じで柱脚部弾性支持、壁下部は圧縮に対してのみ弾性支持として柱脚は浮上りに対しても弾性支持されている。モデルBは柱脚、壁下部とも圧縮に対してのみ弾性支持として浮上りを可能としている。脚部詳細を Photo. 3 に示す。モデルCは地中梁を大きくして基礎固定としたモデルであり、浮上り可能なモデルとの比較を意図している。モデルBの水平力は鉛直方向の変位を可能とし、水平方向にのみ抵抗できるようにスライドボールベアリングとスライドシャフトを試験体中央に取り付けている。地盤に相当する弾性支持バネには前報と同様板バネを使用した。

使用材料は普通ポルトランドセメントと最大粒径5mm以下の川砂を用い、セメントと細骨材の重量比は1:3.5、水セメント比75%のモルタルを Photo. 2 に示す塩化ビニール製型枠を使用し、横打ちにして打設し、打設後3週間湿潤養生した後空中養生を行った。各試験体の実験時のコンクリート(モルタル)及び鋼材の力学的特性を Table 1 に、部材の曲げ耐力、せん断耐力を Table 2 に示す。

軸力と水平慣性力を作用させるため、試験体上部鉄骨部に390kg(モデルCでは500kg)、柱はり接合部に各50kgの重錘を設置した。板バネ詳細は前報による。

各試験体の固有周期を、自由振動実験より求められた固有周期、臨界減衰比とともに Table 3 に示す。なおモデルAの測定点のモードは1:3:14、板バネの弾性剛性は38400kg/cmである。

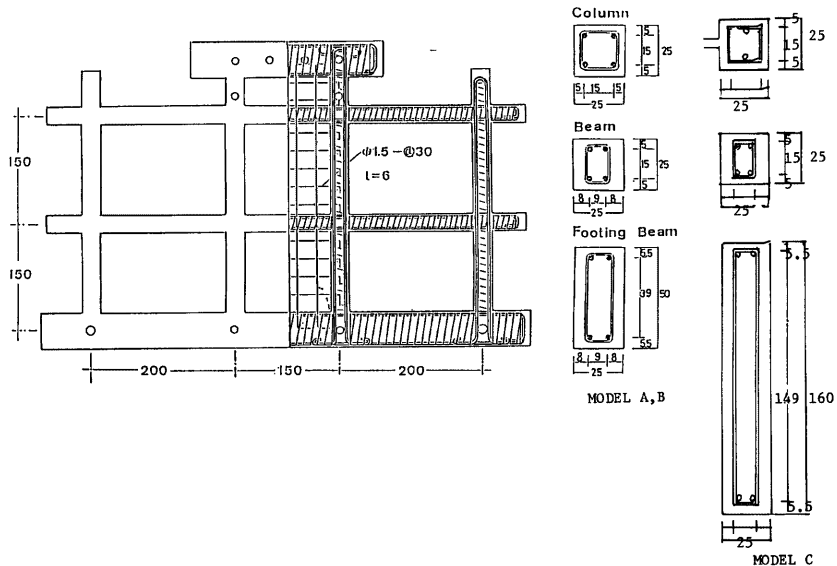
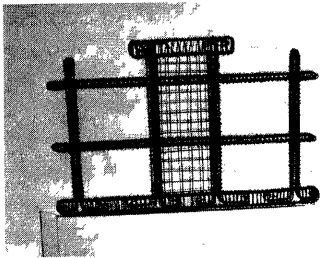
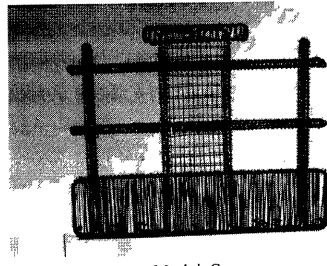


Fig. 1 Size of model structure.

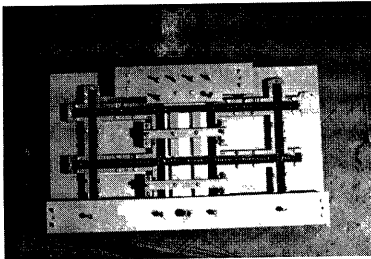


Model A and Model B

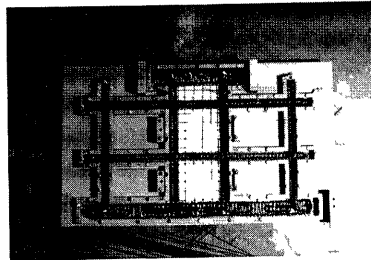


Model C

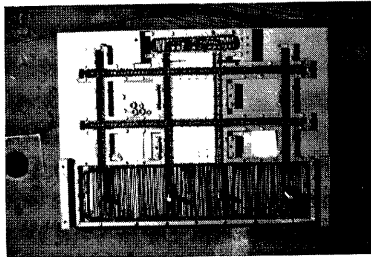
Photo. 1 Reinforcement of model structure.



Model B

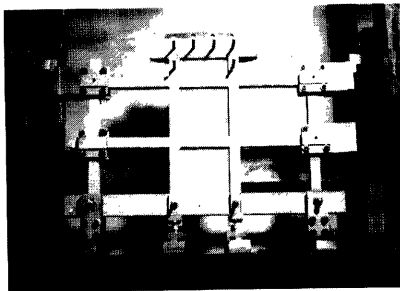


Model B

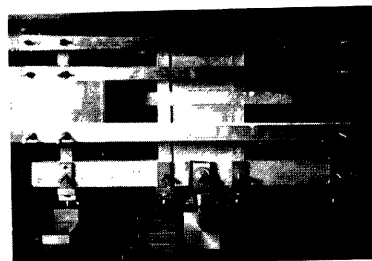


Model C

Photo. 2  
Molding of specimen.



Vertical Support



Horizontal Constraint

Photo. 3 Detail of support system.

Table 1 Mechanical properties of materials.

Model	Test	Concrete	Reinforcement	
		$F_c(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_y(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_u(\text{kg/cm}^2)$
A	Static	247	2399	3576
	Dynamic	253	2399	3576
B	Static	266	2399	3576
	Dynamic	276	2399	3576
C	Static	264	2399	3576
	Dynamic	273	2399	3576

Table 2 Member strength.

Model	Beam	Footing beam	Column	Wall	
	$M_y(\text{kgcm})$	$M_y(\text{kgcm})$	$M_y(\text{kgcm})$	$M_y(\text{kgcm})$	$Q_y(\text{kg})$
A	722	1650	722	14500	312
B	722	1650	722	14500	312
C	722	$\infty$	722	9500	312

Table 3 Period of model structures.

Model	Analysis	Before test		After test	
	Frequency (Hz)	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)
A	8.8	7	3~4	5.5	3.5~6
B	8.8	7.5	2.5	6	4
C	10	8	2.5	5.5	4.1

### 2.3 静加力実験

Fig. 2 に一例としてモデルAの静加力実験の概要を示す。加力には10tの油圧ジャッキを用い鉄骨部分の重心位置を、変位角1/500毎に3回の正負繰返し載荷を行い、変位角1/50で終了した。以下の実験結果に示される縦軸は3tロードセルを用いて測定した水平力、横軸は撓動抵抗式変位形(最小目盛1/100mm)とダイヤルゲージ型変位計(最小目盛1/100mm)による水平または上下変位である。

### 2.3 振動実験

振動実験は京大防災研究所の人為地震発生装置を用いて行った。入力地動はEl Centro NS, 1940の波形関数のtime scaleをモデルAでは1/2, モデルB, Cでは1/4とし、入力レベルは弾性域相当の10~20galと塑性域を想定して、モデルAでは500gal, 1000gal, モデルBでは500gal, 600gal, モデルCでは600gal, 1000galの最大加速度を与えた。記録は歪ゲージ式小型加速度計より得られた振動台の波形及び各応答値をデータレコーダに収録し、以後の解析に用いた。なお、振動実験の前後には自由振動実験を行い、固有周期と臨界減衰比を測定した。その結果はTable 3に示されている。

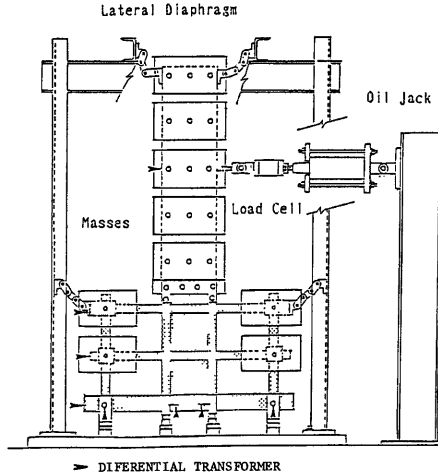


Fig. 2 Static test setup.

### 3. 解析方法

#### 3.1 上部構造物のモデル化

対象とした構造物模型は、各層境界り及び柱脚、壁脚部の曲げ降伏を意図して設計されているため、その挙動を表現し得る単純なモデル化が必要であり、ここでは、部材の曲げ変形、せん断変形を考慮した部材レベルの地震応答解析を行った。この方法は基本的には M.F. Giberson<sup>2)</sup> の方法と同様であり、Fig. 3 のように部材を線材に置換し、塑性変形を各部材端部の剛塑性バネに代表させ、部材中央部は弾性として、中央に弾塑性せん断バネを想定するモデルであるが<sup>3)</sup>、曲げ降伏型の設計を行っているため、

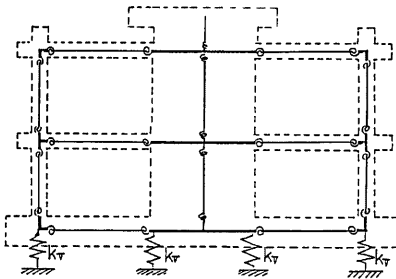


Fig. 3 Analytical model.

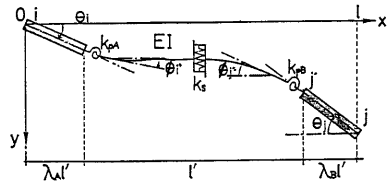


Fig. 4 Representation of member force and deformation.

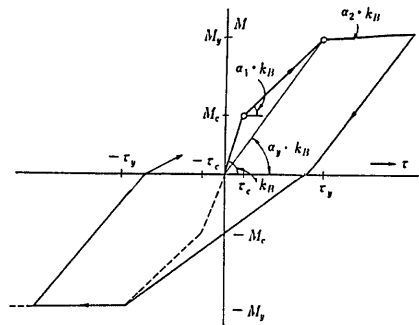


Fig. 5 Hysteresis loop of elasto-plastic spring.

ここでは弾性のせん断変形のみを考慮している。柱・はり接合部及び、耐震壁部には Fig. 4 のように  $\lambda_A, \lambda_B$  という長さの剛域を考慮し、部材中央部の弾性変形を含めた、各材端の履歴特性は Fig. 5 の如く Clough 型のモデルを採用した。図中横軸は材端回転角、 $K_B=6EI/l, M_c, M_y$  はひびわれモーメント及び降伏モーメントであり、剛性低下率  $\alpha_1$  は背野の方法<sup>4)</sup>に準じ、また、 $\alpha_2$  を 1/100 と仮定した。剛塑性ジョイントの考え方は塑性領域の拡がりやを考慮していないため、特に鉄筋コンクリート部材では実情に合わない面もあり、有限幅の弾塑性ジョイントを考慮した解析法も考えられるが<sup>5)</sup>、ここでは簡単のためこのモデルを採用した。

3.2 地盤のモデル化

本論文の目的は連層耐震壁に水平せん断力が集中することに伴う脚部の浮上りの影響を明らかにすることにあるため、地盤の水平方向変位は考慮外とし、上下方向の変位のみ注目して検討する。地盤の鉛直反力は地盤反力係数、基礎面積、接地圧や地盤の非線形性等各種要因に支配されるが、実験時の接地条件等の事情により、各鉛直支持点とも、前報に示した板バネの弾性平均剛性、38.4 t/cm を採用したが、この値はN値30程度のやや密な砂質土盤に相当する。板バネの履歴モデルを Fig. 6 に示す。モデルAの柱脚は同図(a)の弾性バネ、モデルAの壁脚及びモデルBの柱脚と壁脚には同図(b)の Bilinear-elastic モデルを採用することによって浮上りの効果を表現した。

3.3 運動方程式

上部鉄骨部分の重心及び鉄筋コンクリート造R階、2階の水平方向運動方程式は3.1節に述べた如く柱及び耐震壁の水平抵抗力にて表現した3自由度の運動方程式を採用した。上下方向については上下方向の慣性力及び回転慣性力を無視し、水平力によって生ずる動的軸力と壁体のモーメントを両端の反力に換算し、地盤に相当する板バネの抵抗力との釣合式を用いた。その概要は以下のようである。

(1) 柱-壁共接地している場合

柱脚の反力増分  $d_c N_L, d_c N_R$  及び変位増分  $d_c v_L, d_c v_R$  は Fig. 7(a)より、

$$d_c N_L = -\frac{1}{gL}(\Sigma d_g M_i), \quad d_c N_R = \frac{1}{gL}(\Sigma d_g M_j) \dots\dots\dots (1)$$

$$d_c v_L = -\frac{1}{gL \cdot g K_c}(\Sigma d_g M_i), \quad d_c v_R = -\frac{1}{gL \cdot g K_c}(\Sigma d_g M_j) \dots\dots\dots (2)$$

壁脚部は Fig. 7(b) より同様にして、

$$d_w N_L = -d_w N_R = -\frac{d_w M_0}{wL} \dots\dots\dots (3)$$

$$d_w v_L = -d_w v_R = \frac{d_w M_0}{2wLgK_w} \dots\dots\dots (4)$$

但し、 $d_w M_0$  には両側のはりのせん断力によって生ずるモーメントが含まれている。

(2) 壁脚部のみ浮上る場合

同図(c)の如く左側脚部の反力は零となるため、右脚部の軸力および圧縮変形は次のように与えられる。

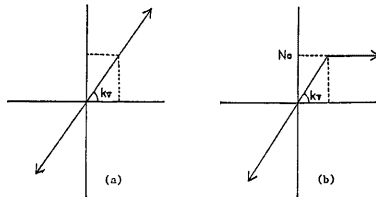


Fig. 6 Hysteresis loop of vertical spring of foundation.

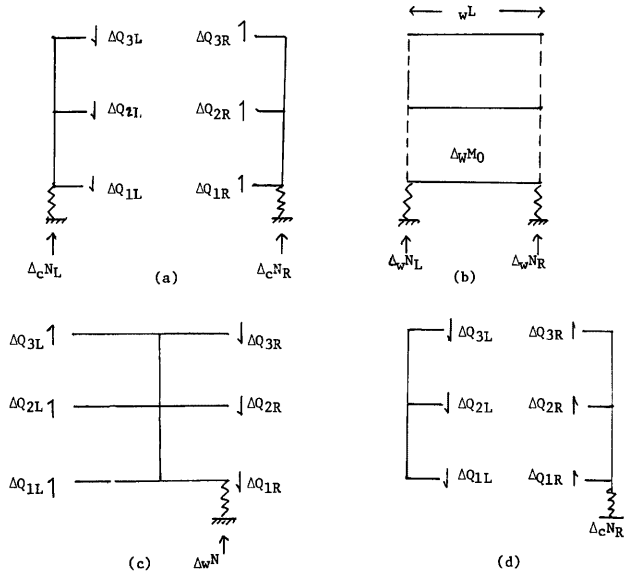


Fig. 7 Vertical equilibrium relation.

$$\Delta_w N_R = \Sigma \Delta Q_{iR} - \Sigma \Delta Q_{iL}, \quad \Delta_w N_L = 0 \dots \dots \dots (5)$$

$$\Delta_w v_R = -\frac{\Delta_w N_R}{\rho K_w}, \quad \Delta_w v_L = \Delta_w v_R + wL \cdot \Delta Q_{1W} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $\theta_{1W}$  は壁脚部の節点回転角を表わす。

(3) 柱脚のみ浮上る場合

左側柱脚が浮上ると仮定すると、その位置の鉛直反力は零となるから、鉛直変位増分は左側地中ばりの部材角  $R_L$  を用いて次式で表わせる。

$$\Delta_c v_L = \Delta_w v_L + \rho L \cdot \Delta R_L \dots \dots \dots (7)$$

(4) 柱脚・壁脚とも浮上る場合

同図(d)より右側柱，壁脚の鉛直方向反力は上下方向慣性力を無視しているため，絶対値が等しくなり，壁右脚部の鉛直変位は，

$$\Delta_w v_R = -\frac{1}{\rho K_w} \Sigma \Delta Q_{iR} \dots \dots \dots (8)$$

となり，左側壁脚部の変位は壁脚部の回転角より(9)式，左柱脚部の変位は境界梁の部材角を用いて(10)式で表わされる。

$$\Delta_w v_L = \Delta_w v_R + wL \cdot \Delta \theta_{1W} \dots \dots \dots (9)$$

$$\Delta_c v_L = \Delta_w v_L + \rho L \cdot R_L \dots \dots \dots (10)$$

以上より，柱・壁脚部の鉛直変位は全て材端モーメントと節点回転角の関数で表現され，基礎の鉛直変位

を考慮した運動方程式を解くことができる<sup>6)</sup>。ここでは  $\Delta t = 0.005 \text{ sec}$  として実験から得られた入力波形について計算した。

#### 4. 実験結果の考察

##### 4.1 破壊モード

Fig. 8 に静加力実験によるひびわれ状況を示す。壁脚部のみ浮上りを許したモデルAでは、柱脚部にも浮上りの生ずるモデルBに比して柱の抵抗力が大きいため、2層柱頭、1層柱脚及び中間はりの柱側にひびわれが生じており、柱の負担せん断力の小さくなるモデルBとは異なった性状を示す。境界ばりの壁側端部にはいずれのモデルにも曲げひびわれが生じ、設計時に予想した破壊状況となっている。脚部を固定したモデルCでは殆んど水平力を壁体が負担するため、壁の曲げひびわれが顕著であり、柱及びはりの柱側端部にひびわれは生じていない。

##### 4.2 履歴特性

静加力実験による荷重と1層変位の関係を Fig. 9 に示す。同図(a)~(c)は実験による履歴性状、(d)~(f)は3.1に示した対応する解析結果である。柱脚を弾性拘束されたモデルAでは境界ばりの抵抗力があるため終局耐力、履歴による消費エネルギーとも比較的大きく、基礎固定の場合と類似の傾向を示しているが、壁脚部の浮上りのため、耐震壁の破壊は生せず、 $\pm 100 \text{ kg}$  近傍の外力に対して壁脚に浮上りが生じ、以後の水平剛性が低下する傾向がみられる。

一方、柱脚も浮上るモデルBでは、地盤に相当する弾性支持ばねが浮上りに抵抗しないため、スリップ状の履歴特性を示し、履歴によるエネルギー消費は殆んどみられず、全抵抗力も3スパンのうち片方半分の効果しかみられない状況となる。基礎固定のモデルCでは、配筋も若干異ってはいるが、壁脚部に曲げ破壊が生じ、通常の鉄筋コンクリート造の履歴に近い性質を示している。

Fig. 10 には同じモデルに対する振動実験の結果を示す。振動実験ではノイズが大きく、スケールも異なるため、直接の比較が難しいが、静加力実験の性質と類似の傾向を示している。モデルAの  $+3 \text{ mm}$  近傍において慣性力が異常に大きいのは Fig. 2 に示す横拘束治具が抵抗したためと考えられる。モデルAでは  $1000 \text{ gal}$  入力、モデルBでは  $500 \text{ gal}$  入力の結果である。柱脚が浮上っても必ずしも変形が増加せず、上部構造の破壊も進行しないことが後に示される。また、残留変形も比較的小さいため、外部からの配管系統の接続方法に改良が加えられることによって機能上も安全な設計が可能であることを示唆している。

Fig. 10 (d)~(f) は対応する解析結果であり、図中ラーメン図の○印は各部材の降伏点を示す。基礎の拘束条件によって降伏位置が異なること、実験結果を定性的によく追跡していることなどが判る。

##### 4.3 基礎の浮上り性状

モデルBについて静加力実験より得た荷重と柱脚及び壁脚端部の上下変位の関係を Fig. 11 に示す。試験体の自重が各支点で  $150 \text{ kg}$  程度あり、その時点から測定しているため水平力が  $100 \text{ kg}$  程度から柱脚、壁脚部に浮上りが生じ上下変位が急激に増加する。若干の履歴消費を含むのは境界ばりの降伏によるものと考えられる。圧縮側は弾性の板バネで支持されているため、上下変位は測定誤差の域にある。

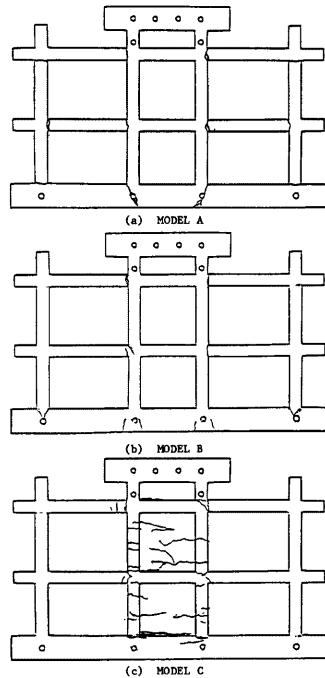


Fig. 8 Crack observation of static test.



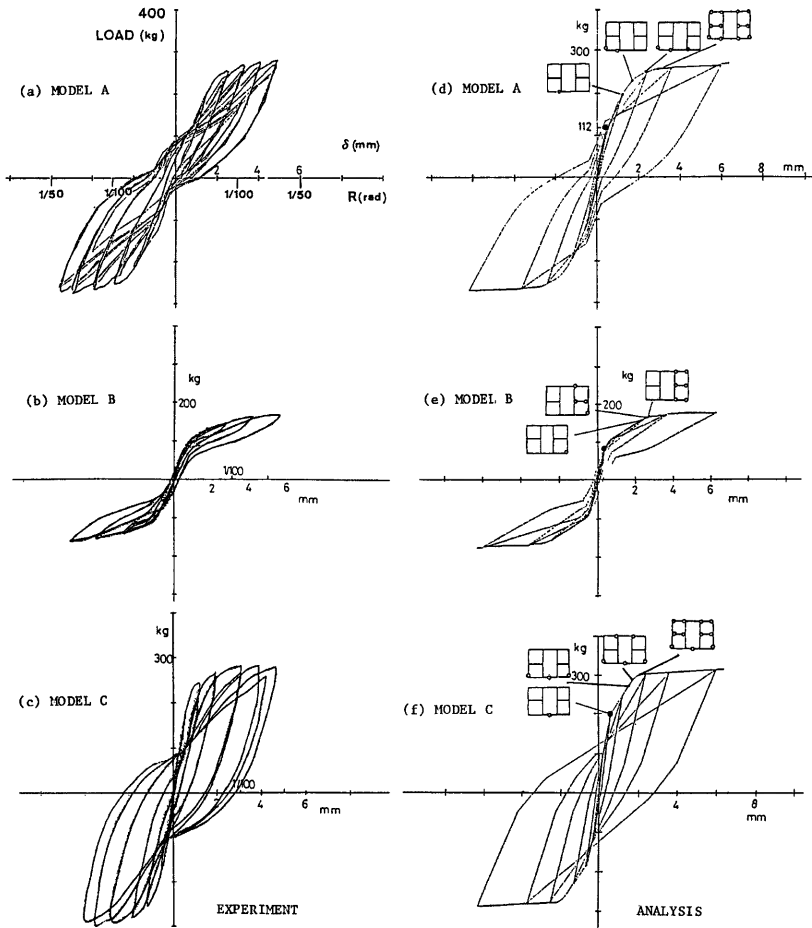


Fig. 9 Hysteresis loop of static test.

Fig. 12 に振動実験による振動台加速度，柱脚の上下変位，1層の水平変位の時刻歴応答を示す。応答が大きくなる時刻に左右の柱脚に交互に浮上りが生じており，この種の建物では塑性域の変形が生じても残留変形は比較的少ない。

#### 4.4 減衰性状

振動実験前後で自由振動試験から測定した固有振動数と臨界減衰比は基礎固定のモデルCでは実験前に8 Hz, 2.5% 実験後は5.5 Hz, 4% であり，柱脚，壁脚とも浮上り可能なモデルBでは実験前7.5 Hz, 2.5% 実験後6 Hz, 4% となり，部材の破壊の進行とともに固有振動数は減少し，減衰比は増加している。なお，計

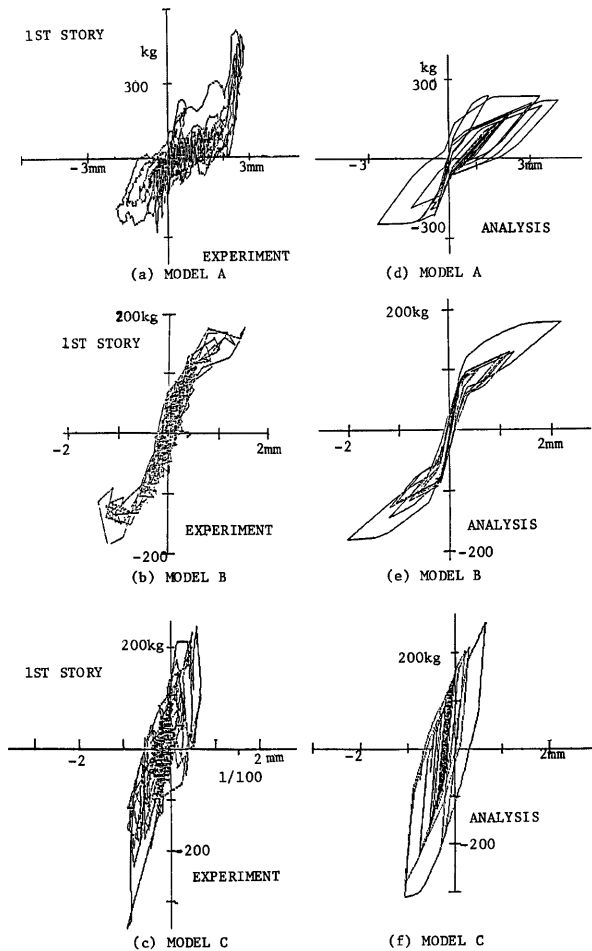


Fig. 10 Hysteresis loop of dynamic test:  
 (a)  $A_g=500$  gal, (b)  $A_g=500$  gal, (c)  $A_g=600$  gal.

算による固有振動数は約20%程度高くなっており、基礎の固定度や接合部剛性の評価などが原因の一つとなっていると考えられる。

#### 4.5 地盤剛性の影響

地盤の剛性の影響を明らかにするために、モデルBを対象に地盤剛性を4倍にしたモデル(b')及び1/4としたモデル(b'')に600 gal 入力を作させたときの応答をモデルBの結果(b)とともにFig. 13に示す。地盤剛性の相異によって連成系の固有周期が異なるため直接的な比較はできないが、地盤の剛性の大きい場合に

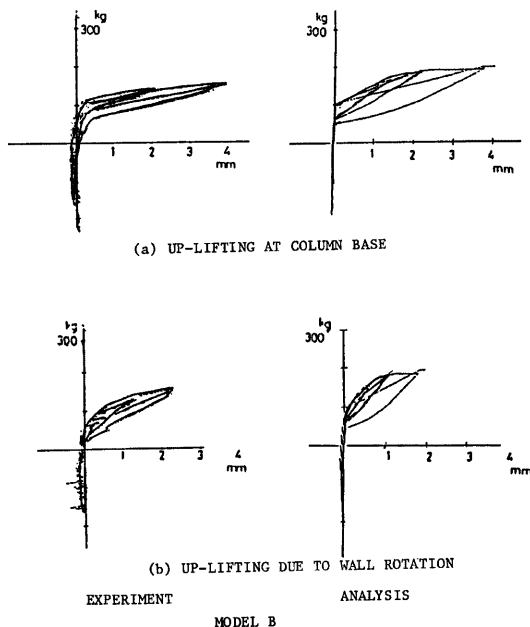


Fig. 11 Load versus vertical displacement of static test.

は履歴特性にその性質が現れるが、浮上り量は顕著ではないのに比し、地盤剛性が小さくなると上部構造の性状が顕著となり応答が増加する傾向がみられる。水平変位や浮上り回数が多いのは周波数特性に依存するものと考えられる。

## 5. む す び

連層耐震壁に地震時の水平力が集中し、壁脚部に浮上りが生ずることが構造物の耐震性に及ぼす影響を検討するため、3種の構造物模型による静的及び動的実験を行い、崩壊のプロセスを明らかにするとともに、若干の解析による検討を加えた。架構の連続する場合や直交ばりの拘束効果の大きい場合には、地中梁の拘束効果によって基礎に浮上りの生じない構造物と類似の安全性を示し、壁脚部の浮上りのみによって必ずしも終局耐震性が劣ることにはならず、水平力が耐震壁と各ラーメンに適宜に分散される傾向がみられた。一方、付帯ラーメンの拘束力が小さく、柱脚も浮上る架構では耐震壁の水平抵抗効果が充分に発揮されず、総合的な水平抵抗力は低下し、水平変形も増加し、履歴による消費エネルギーも減少する傾向にあるが、構造物の形状によっては必ずしも不安定な状況にはならず、残留変形も通常のはり降伏型架構と同様に小さく、柱降伏型のモードを若起する可能性のない場合には安定した応答性状を示すことが判る。しかし、一般的な耐震性を判定するためには構造物と外乱の周波数特性の関係や、構造物のプロポーション、崩壊モードなどについての解析結果が必要であり、今後の研究課題である。

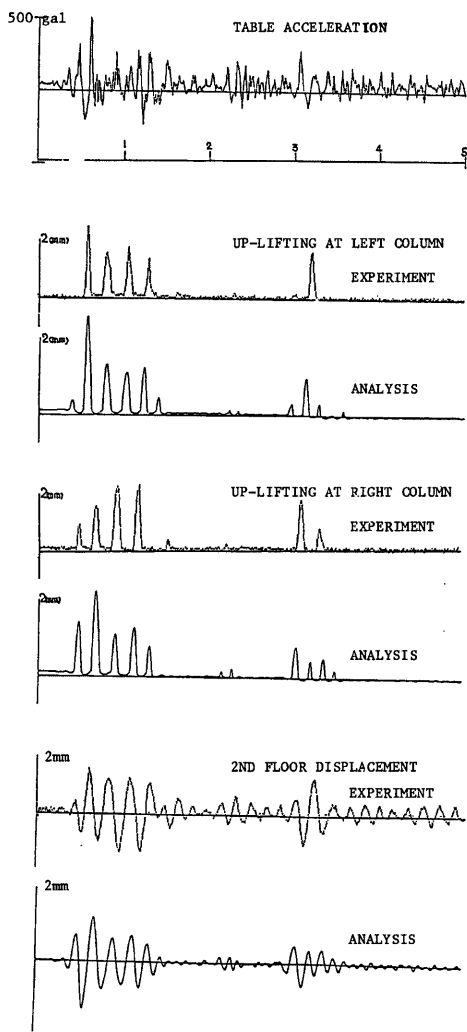


Fig. 12 Time history of vertical and horizontal displacement of dynamic test of model B.

## 謝 辞

本研究は若林實現名誉教授が在職時から継続して行ってきたものであり、試験体の製作から実験方法まで数多くの有益な助言を得た。この機会に厚く御礼申し上げます。また、実験の一部は元大学院生久保尚文君と共同で行ったものであり、久保君はじめ御協力頂いた研究室の諸君に謝意を表します。更に、振動実験に際しては防災研究所市川信夫技官の絶大な御協力を得たことを付記して心より御礼申し上げます。

## 参 考 文 献

- 1) 若林 實・藤原悌三・中村 武・久保尚文・陶器浩一：連層耐震壁付鉄筋コンクリート架構の履歴性状に及ぼす基礎浮上りの影響，京大防災研年報，第28号 B-1，1985，pp. 267-280.
- 2) Giberson, M. F.: Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility, Proc. ASCE, Vol. 88, ST 2, 1969, pp. 137-157.
- 3) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 4) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol. 11, 1973.
- 5) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答一軸力を考慮した場合一，地震工学シンポジウム講演集，1966，pp. 215-220.
- 6) 陶器浩一：連層耐震壁付鉄筋コンクリート架構の地震時挙動に及ぼす基礎浮上りの影響について，京大修士論文，1986.

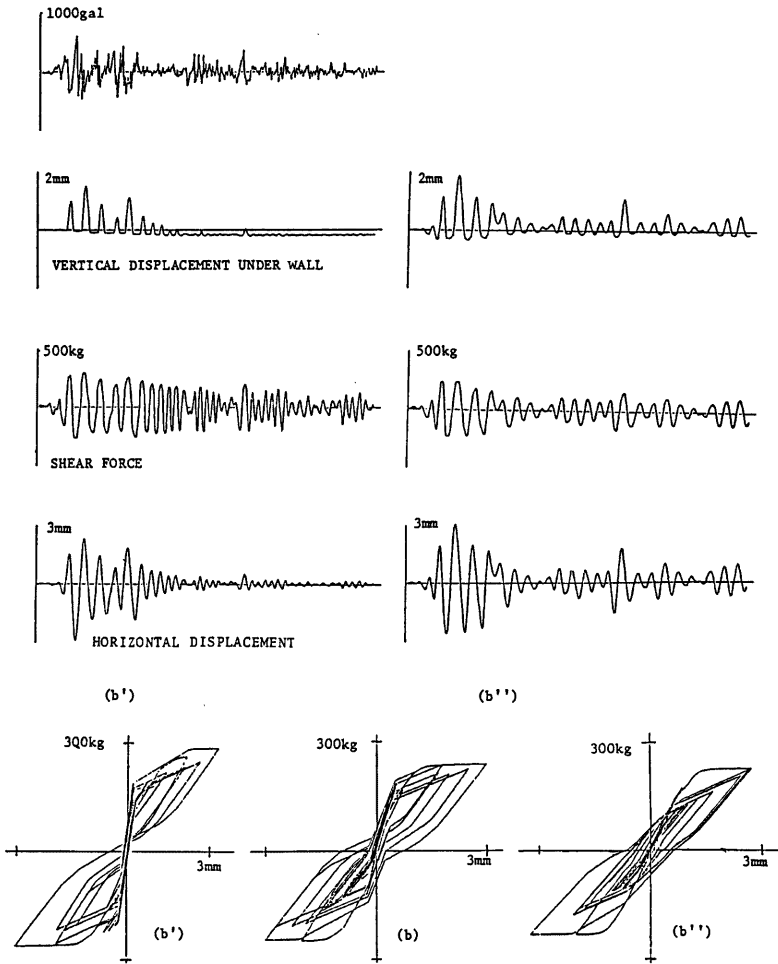


Fig. 15 Effects of soil rigidity on the response of upper structure.