

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

若林 實・藤原 悌三・中村 武
久保 尚文・陶器 浩一

THE EFFECTS OF UP-LIFTING OF FOUNDATION ON THE HYSTERETIC CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH SHEAR WALL

By Minoru WAKABAYASHI, Teizo FUJIWARA, Takeshi NAKAMURA,
Naofumi KUBO and Hirokazu TOHKI

Synopsis

When building structures with shear walls are subjected to an earthquake motion, it is considered that the shear walls share most of the lateral force. As the results, the high overturning moment at the basement may cause the shear wall to rotate with the separation between a footing and the ground surface. And it is considered that the interactive behavior of the up-lifting shear wall and flexural frame system connected by boundary beams may cause the changes of the lateral stiffness of total frames and the shear force ratio of shear wall to attached frames.

In this paper, we examine the mechanical and dynamical characteristics of the reinforced concrete frames with shear wall considering up-lift of footing by using a shaking table.

As for the dynamic test, the wave form of N-S component of Imperial Valley Earthquake recorded at El Centro in 1940 was chosen for the input excitation. And the damage of the shear walls and the boundary beams by the up-lifting were examined and compared with the results of static tests.

The results of parametric analysis on the effects of up-lifting of a foundation and the stiffness ratio of shear wall to boundary beams are also presented in this paper.

1. 序

近年高層の集合住宅や事務所ビルが建設されるようになり、連層耐震壁を含む架構に関する研究も幅広く行われている。耐震壁がきわめて有効な耐震要素であることは、数多くの経験からも示されている。一方、連層耐震壁を含む架構に水平地動が作用する場合、水平力の大半を耐震壁が負担し、その結果、耐震壁脚部に浮上りが生じて水平力が再配分されることが予想される。耐震壁脚部の浮上りを考慮した構造物の動的挙動については、岩下他¹⁾、洪他²⁾、馬場他³⁾などの理論的研究によって浮上り効果が定性的に明らかにされつつある。また、若林他⁴⁾、青山他⁵⁾、岡田他⁶⁾は浮上りを含む耐震壁付架構の静的乃至は、準静的実験を行い、定量的な浮上り効果の把握を試みている。

本報では、浮上りを考慮した連層耐震壁付架構の振動実験を行い、静加力実験と対照しつつ、この種建築物の弾塑性挙動を明らかにする基礎的資料を提示する。

2. 実験計画

2.1 試験体及び実験装置

試験体は7層3スパンの連層耐震壁付鉄筋コンクリート造であり、上部5層は鉄板に重錘を取り付けて耐震壁部を模擬し、下層部2層3スパンを鉄筋コンクリート構造とした。この下層部の寸法、配筋状況を Fig. 1 に示す。柱・梁の主筋には直径 3 mm の鉄筋、帯筋には直径 1.5 mm の鉄筋を螺旋状に配した。厚さ 6 mm の耐震壁には直径 1.5 mm の鉄筋を縦横 30 mm 間隔に配した。 $(P_w=0.44\%)$ 柱・梁の断面を Fig. 2 に示す。下層部鉄筋コンクリート造部分は、水・セメント比75%のモルタルを横打ちにして打設した。使用した鋼材及びコンクリートの力学的特性を Table 1 に示す。

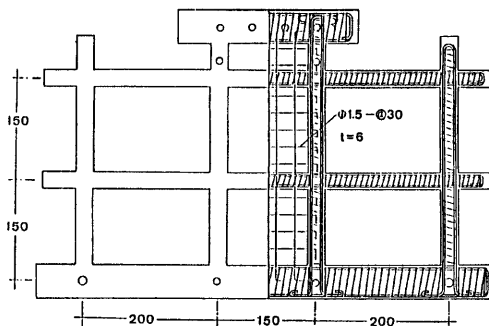


Fig. 1 Arrangement of reinforcement

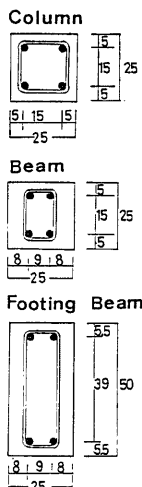


Fig. 2 Cross section of test specimens

Table 1 Mechanical properties of materials

	Concrete		Reinforcement	
	F_c	F_t	σ_y	σ_{max}
Static	247.3	17.8	2399	3576
Dynamic	252.7	19.3	2399	3576

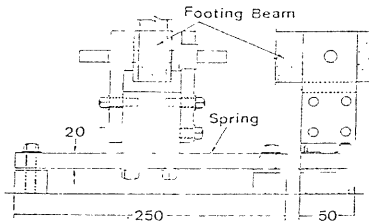
下層鉄筋コンクリート部と上層鉄板部との接合は、鉄筋コンクリート部の上部に基礎梁と同断面の梁を設け、この梁に鉄板を載せボルトにより緊結した。

鉄筋降伏点強度 2400 kg/cm²、モルタル強度 240 kg/cm² と仮定して求めた柱・梁・基礎梁の曲げ耐力は 722 kg·cm、722 kg·cm、1650 kg·cm、壁のせん断耐力は 312 kg である。試験体断面は全ての境界梁に塑性ヒンジが発生した後に耐震壁脚部に浮上りが生じるように設計した。

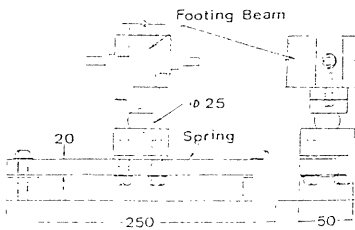
耐震壁上部には 350 kg の重錘（鉄板重量を含む）を、柱・梁接合部には各 30 kg の重錘を計 120 kg 取付

けた。従って試験体の降伏せん断力係数は約 0.9 となる。

試験体基礎支持方法は耐震壁脚部での浮上りを可能とするため、柱脚部と耐震壁脚部とは異なる方法を用いた。柱脚部では鋼製の板ばね上に柱脚を取付け、板ばねは圧縮・引張両方に作用する。耐震壁脚部では同一の板ばね上に鋼球を介して試験体を支持した。このため、耐震壁脚部の板ばねは圧縮のみに作用し、浮上りが可能となる。試験体脚部取付詳細を Fig. 3, Photo 1 に示す。板ばねの平均剛性は 38400 kg/cm であり、各板ばねの特性を Fig. 4 に示す。



(a)



(b)

(a) Under Column

(b) Under Wall

Fig. 3 Footing spring system

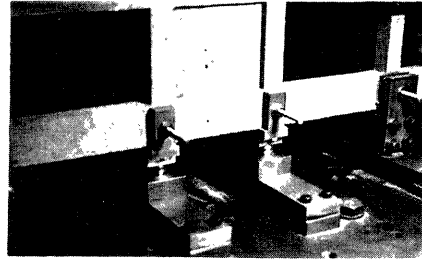


Photo 1 View of footing spring

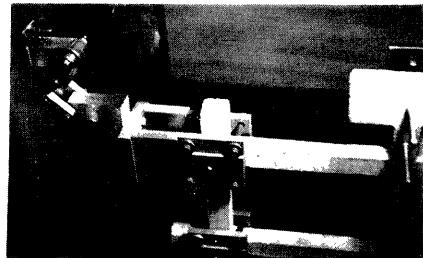


Photo 2 View of lateral constraint

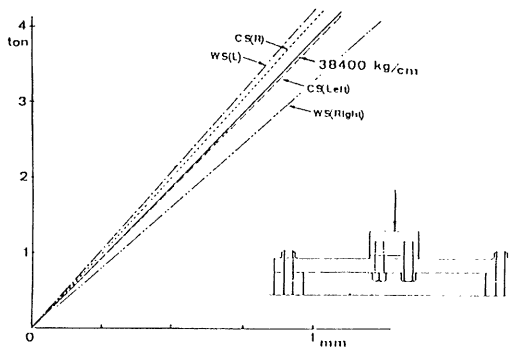


Fig. 4 Properties of springs

また試験中の直交方向変位を拘束するため **Photo 2** に示す治具を取付けた。

2.2 加力方法

(1) 静加力実験

試験体の1次モードを想定し、質量中心に近いと思われる2層梁から45 cm 上の位置に当る鉄板部分の中央を加力点とした。加力は手動 10 t 油圧ジャッキにより正負繰返し载荷を行った。载荷ステップは2層の変位角 $1/500$ とし、変位角 $1/50$ で終了した。静加力試験概要を **Fig. 5** に示す。

(2) 入力地震波と振動台の特性

振動実験に用いられた入力地動は、1940年 El Centro 加速度記録波の N-S 成分であり、モデルの固有振動数が地震の卓越振動数より大きいこと、実際の構造物の固有振動数は、モデルの固有振動数の $1/2$ 以下と

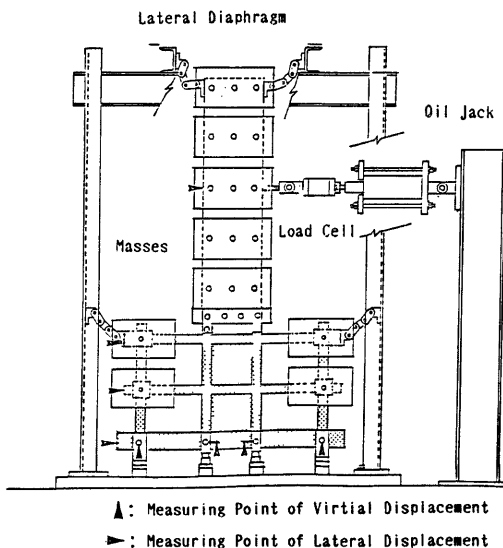


Fig. 5 System of static test

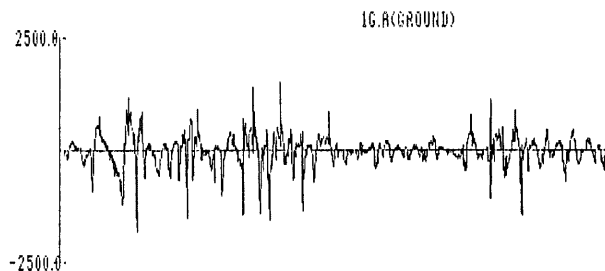


Fig. 6 Recorded acceleration at shaking table

予想されることなどを勘案して、入力波形の時間軸を 1/2 に縮小して使用した。振動台の特性の影響、および振動台上の構造物の重量の影響により、入力波形と同じ波形を再現することはできないので、床板中央部に加速度計を取り付け、加振方向の地動加速度を測定した。目標とする最大加速度振幅を 1000 gal としたときの、この加速度計による地動加速度記録を Fig. 6 に示す。

実験に用いた人為地震発生装置は、京都大学防災研究所所属、明石製作所製動電型加振機 ASE-91 型である。振動台の主な性能を Table 2 に示す。

2.3 計測方法

(1) 静加力試験

加力の大きさは、3t ロードセルを用いて測定した。水平変位は加力点、2 層梁、1 層梁及び基礎梁端部で摺動抵抗式の変位形（最小目盛 1/100 mm）により測定した。柱脚・耐震壁脚部 4 ケ所の上下変位はダイヤルゲージ（最小目盛 1/100 mm）により測定した。これら測定点は Fig. 5 に示してある。

(2) 振動実験の計測システム

振動実験では、最大加速度 2g まで測定可能な歪ゲージ式小型加速度計 6 個を、静的試験のときの加力位置、2 層梁端、1 層梁端、および振動台中央に固定し、それぞれの点の水平加速度を測定し、また壁脚部の両端に固定した加速度計によって、鉛直加速度を測定した。また、変位は剛板を介して振動台上に固定された差動トランスと各測定点の間を、軽量の剛棒で接続して、容量 ± 50 mm の差動トランス 3 個を用いて、静的試験のときの加力位置、2 層梁端、1 層梁端の各点の床板との相対水平変位を、また容量 ± 10 mm の差動トランス 2 個を用いて、壁脚部両端の鉛直変位を測定した。

得られた記録は増幅器を経て 14 チャンネルのデータレコーダーに同時記録され、後にローパスフィルターを介して、リニアレコーダーに再現する。また、データレコーダーの記録を A-D 変換して、データ整理および以後の解析に用いる。これらの計測システムを、まとめて Fig. 7 に示す。

Table 2 Basic properties of shaking table

Maximum Power	4 tons
Frequency Range	20~200 Hz
Maximum Displacement	50 mm
Maximum Load Bearing Capacity	8 tons
Table Size	2.5×2.5 m

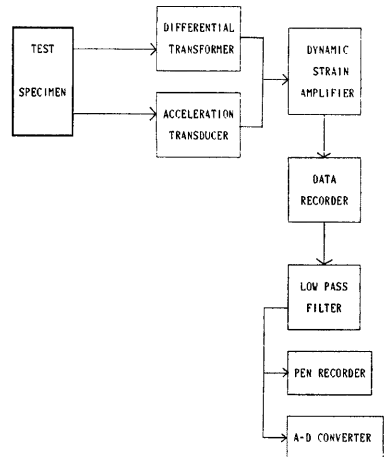


Fig. 7 Flow of measurements of dynamic test

3. 実験結果及び考察

3.1 静加力試験

Fig. 8 に実験終了後の試験体ひび割れ状況を示す。静的実験、動的実験とも類似の破壊形態を示しており、いずれの接合部も曲げ破壊している。また、耐震壁部にはひび割れは見られなかった。耐震壁側の梁端部及び 1 層柱側の梁端部は予想通り破壊しているが、2 層柱頭が梁端部に先行して破壊しているのは、柱・梁の抵抗モーメントが比較的小さいこと、柱軸力が比較的小さいこと ($N/N_y = 0.048$)、柱梁接合部の重錘の取付け方法などに起因するためと思われる。



Fig. 8 Crack observation

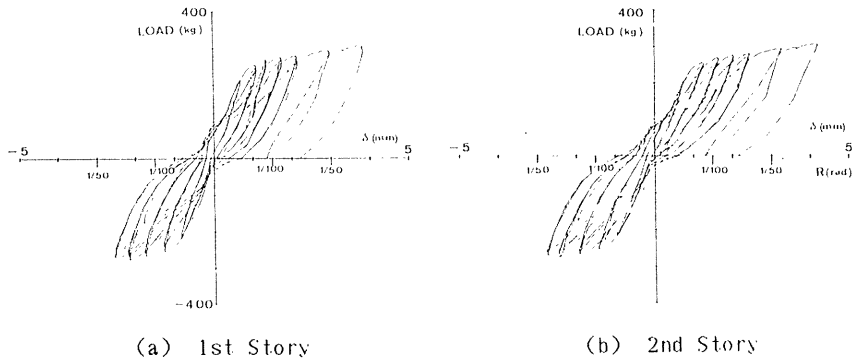


Fig. 9 Load-Deflection relationships of static test

Fig. 9 に1層, 2層における荷重-水平変位曲線を示す。尚, 変形は各層の相対変位としている。この履歴曲線において荷重が ± 100 kg の範囲で剛性の急変が見られるが, これは耐震壁脚部に浮上りが生じたことを示している。また, ステップが進みフレーム部の損傷が大きくなるほど, 剛性低下の度合は大きくなっている。架構全体の耐力は浮上り後でも, 多少ではあるが上昇している。Fig. 10 は柱脚部及び耐震壁脚部の上下変位を示した図で, 縦軸に荷重, 横軸に左右脚部の上下変位をとった。柱脚部では試験体が基礎ばねに固定されており, ばねが圧縮, 引張両方に働くため, 荷重-上下変位曲線はほぼ線形に近くなっている。これに対し耐震壁脚部では, 水平力 ± 100 kg の範囲で上下変位の急増が見られるが, これは耐震壁の浮上りが生じ, ばねの拘束がなくなったためで, 先の1層, 2層の履歴曲線と対応している。

3.2 振動実験概要及び結果

Fig. 5 と同じ試験体, 基礎の固定方法, 横拘束方法を用いて, 振動実験を人為地震発生装置を用いて行なった。実験方法の概要を Photo 3 に示す。

入力地動は, 2.2(2)で述べた El Centro NS 波を, 目標とする最大加速度振幅を, それぞれ 10 gal, 500 gal, 600 gal, 1000 gal と順次増加させた。

また, 実験前後のモデルの振動特性を把握するために, 高感度のサーボ型速度計を用いて微動を測定し, また, 自由振動実験を行なった。これらの実験の結果, 実験前のモデルの固有振動数は 7 Hz 前後, 臨界

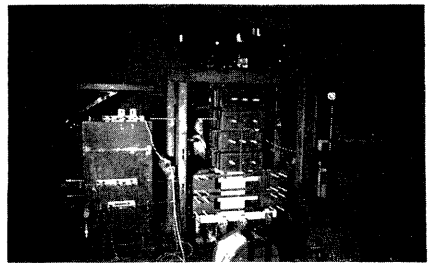
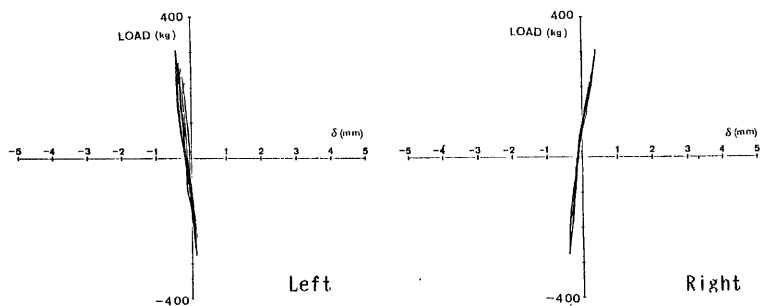
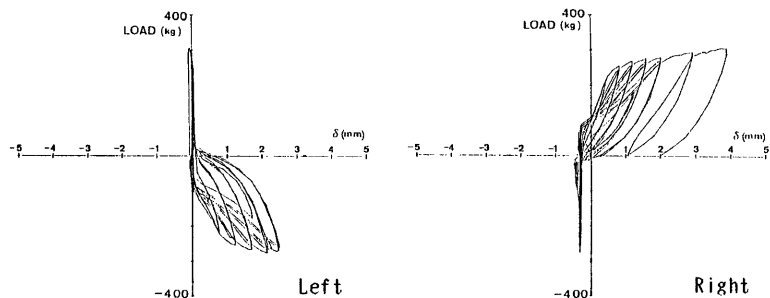


Photo 3 View of shaking table test



(a) Under column



(b) Under Wall

Fig. 10 Load-Vertical displacement relationships of static test

減衰比は3~4%であり、実験終了後のモデルの固有振動数は、5.5 Hz 前後に下がり、また、臨界減衰比は3.5~6.0%と増加した。Fig. 11 に示すように、耐震壁部を線材に置換し、梁・柱には材端部に弾塑性ヒンジを仮定した、板パネの剛性を考慮した解析モデルによる固有振動数は10.9 Hz となり、基礎を固定とした時の固有振動数は13.0 Hz となった。

最大入力加速度振幅 500 gal, 600 gal, 1000 gal のときの応答結果を Fig. 11~Fig. 13 に示す。各図とも、振動実験による波形から 30 Hz 以上の高周波数成分を、ローパスフィルターにより除去して示してある。

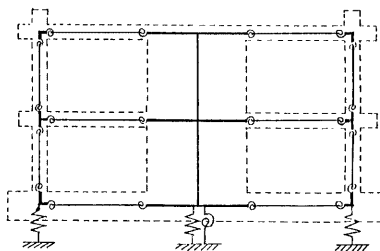


Fig. 11 Analytical model for test frame

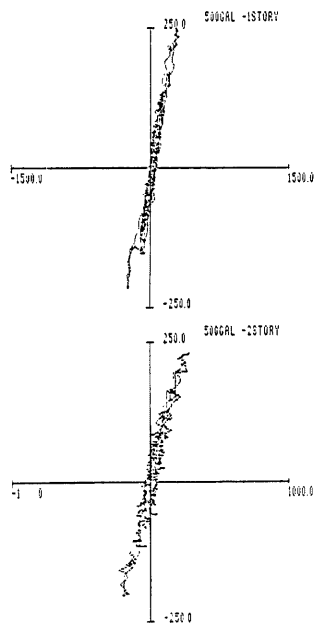
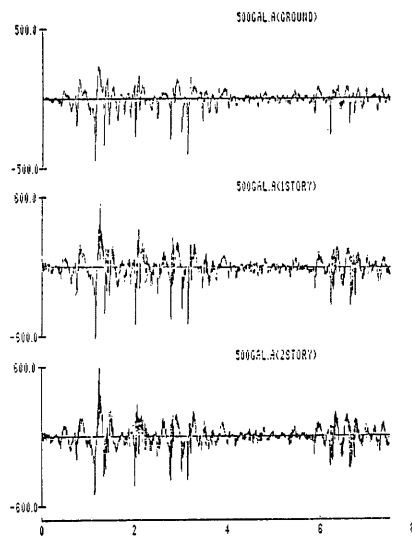


Fig. 12 Responses of model subjected to 500 gal input

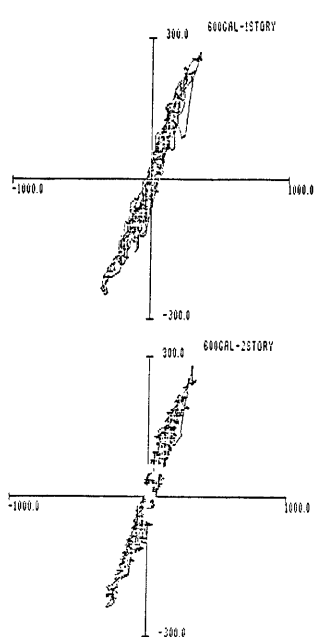
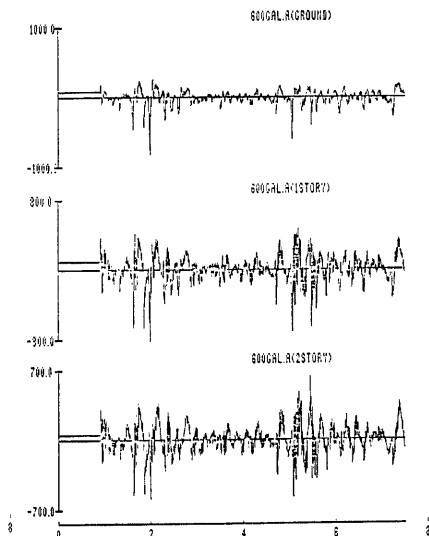


Fig. 13 Responses of model subjected to 600 gal input

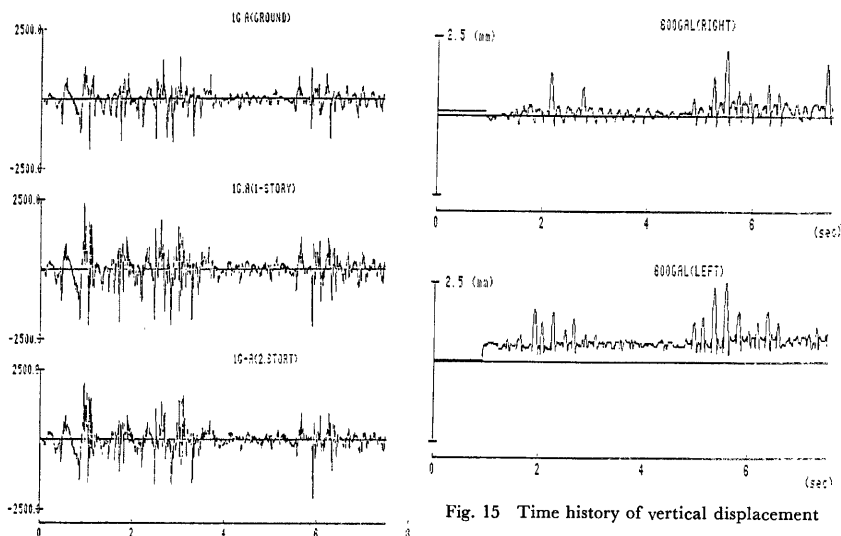


Fig. 15 Time history of vertical displacement

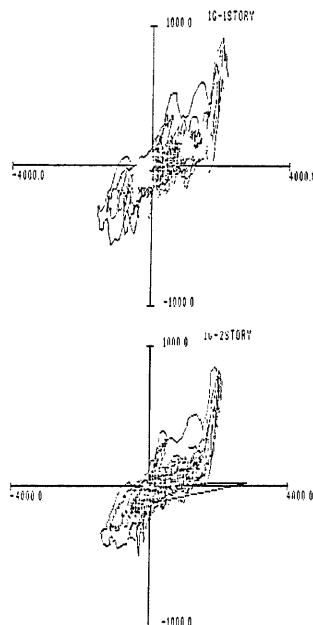


Fig. 14 Responses of model subjected to 1000 gal input

各図は、上から地動（振動台）加速度、1層の応答加速度、2層の応答加速度の時刻歴と、1層の相対変位とせん断力間の復元力特性、2層の相対変位とせん断力間の復元力特性の順に示している。

Fig. 13 の復元力特性で、変位が +2 mm 近傍でせん断力が急激に増加しているが、これは、横だおれ止め（直交方向の変位拘束治具）が加力方向の変形を拘束したためと考えられる。静加力実験ほど顕著ではないが、原点近傍で剛性が増加する傾向も若干見受けられる。

Fig. 14 には最大入力加速度 600 gal のときの壁脚部両端の上下変位の時刻歴を示してある。これより、耐震壁の回転により、交互に壁脚に浮き上がりが生じていることがわかる。Fig. 15 には、最大入力加速度 600 gal のときの1層せん断力と、壁脚上下変位の関係を示す。Fig. 10 と同様に、浮上りの影響により剛性の低下がみられる。

4. 解析方法の概要

4.1 解析モデル

基礎の支持条件が構造物の振動性状に及ぼす影響をみるため、Fig. 17 に示す解析モデルを用いて、基礎梁の剛性・及び地盤の剛性をパラメーターとして、それ

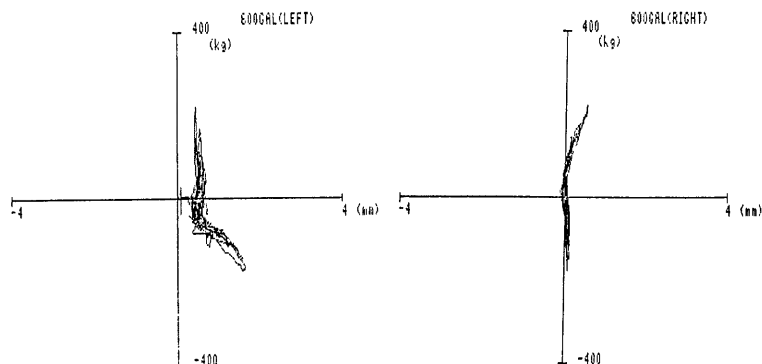


Fig. 16 Load-Vertical displacement relationships of dynamic test

Table 3 Dimensions of analytical models

Story	Column (cm ²)	Beam (cm ²)	Wall (cm)
1	50×50	60×30	15
2	"	"	"
3	45×45	"	"
4	40×40	50×25	"
5	"	"	"

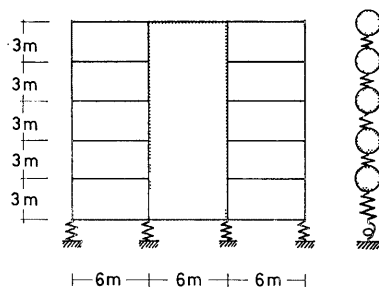


Fig. 17 Analytical model for parametric analysis

らが構造物の振動性状にどのような影響を与えるかをみた。假定断面を **Table 3** に示す。

4.2 構造物の振動特性に及ぼす基礎浮上りの影響

(1) 固有周期について

(a) 地盤の剛性の影響

まず、基礎梁断面が 60 cm×30 cm のもの、240 cm×50 cm のものについて、地盤の剛性（基礎バネのパネ定数）をパラメーターとして、固有周期を比較してみた。その結果を **Table 4** に示す。なお、CKS.WKS とはそれぞれ柱脚バネ、壁脚バネの剛性である。倍率は、基準を 1 階柱の伸び剛性とし、それに対する倍率で示してある。また、基礎梁断面 (F. BEAM) が 60 cm×30 cm のものについて、固有モードを比較した。結果を **Fig. 18**~**Fig. 19** に示す。これより、以下のことがわかる。

- ・地盤の剛性（基礎バネ定数）が固有周期に及ぼす影響は、1 次の固有周期には大きく現われるが、振動次数が高くなるに従って影響は小さくなってゆく。
- ・柱脚のパネ定数に比べて、壁脚のパネ定数のほうが、固有周期に及ぼす影響が大きい。

(b) 一般階梁の影響

次に、基礎梁が 120 cm×50 cm のものについて、境界梁の剛性を変化させて、固有周期に及ぼす影響をみた。結果を **Table 5** に示す。

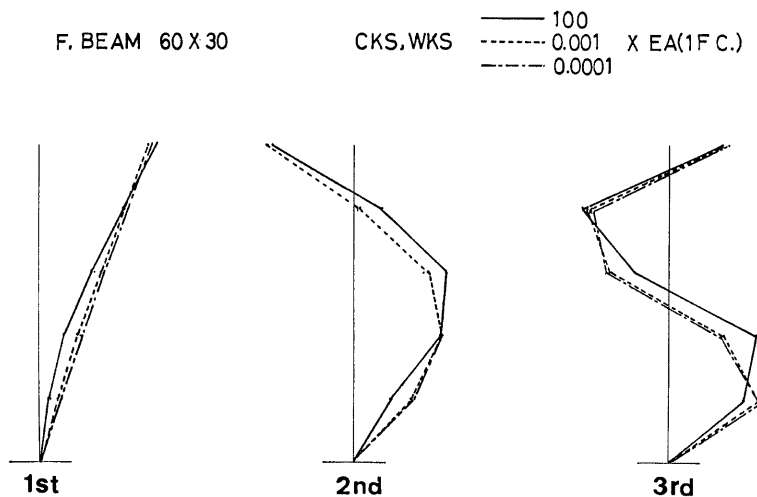


Fig. 18 Effect of soil condition on the mode shape

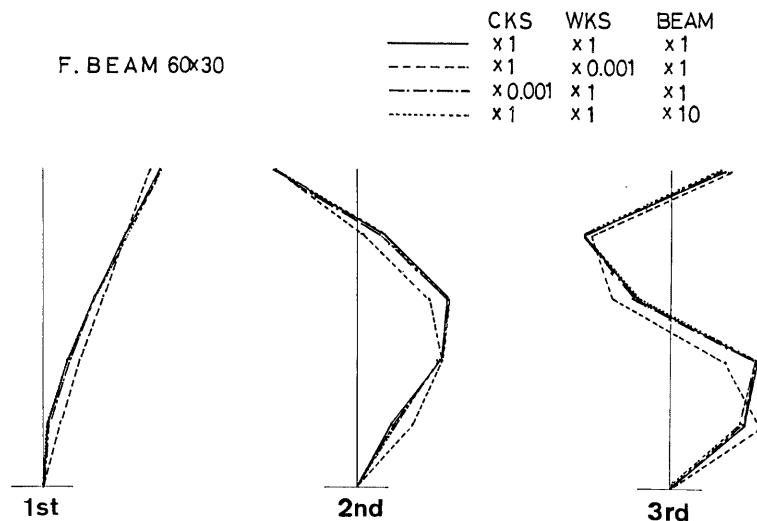


Fig. 19 Effect of boundary condition on the mode shape

これよりわかるのは、地盤の剛性が低下しても、境界梁の剛性が高ければ、固有周期の変化は顕著ではない、ということである。これより、境界梁の拘束が、基礎の回転による影響を止める効果がかかなりあるものと考えられる。

Table 4 Natural period

○ Footing Beam: 60 cm × 30 cm

CKS WKS	× 100	× 1	× 0.01	× 0.001
T ₁ (sec)	0.2172	0.2176	0.2506	0.4164
T ₂ (")	0.0362	0.0363	0.0408	0.0484
T ₃ (")	0.0131	0.0131	0.0145	0.0158

○ Footing Beam: 240 cm × 50 cm

CKS WKS	× 100	× 1 "	× 1 × 0.001	× 0.01 "	× 0.001 "
T ₁ (sec)	0.2172	0.2175	0.3038	0.2443	0.2824
T ₂ (")	0.0362	0.0363	0.0447	0.0401	0.0439
T ₃ (")	0.0131	0.0131	0.0153	0.0143	0.0151

Table 5 Natural period

○ Stiffness of Beam × 1

CKS WKS	× 0.001	× 1
T ₁ (sec)	0.3795	0.2175
T ₂ (")	0.0477	0.0363
T ₃ (")	0.0157	0.0131

○ Stiffness of Beam × 10

CKS WKS	× 0.001	× 1
T ₁ (sec)	0.2431	0.1803
T ₂ (")	0.0453	0.0350
T ₃ (")	0.0155	0.0129

(c) 基礎梁の影響

次に、基礎梁の断面をパラメーターにして、固有周期を比較した。結果を Table 6 に示す。

これより、基礎梁の剛性を増加させても、固有周期にはさほど影響を与えないということがわかる。

(2) 耐震壁の水平剪断力の分担率について

次に、壁の水平剪断力分担率に与へる影響をみる。

基礎梁の断面を一定にし、地盤剛性をパラメーターにしたもの (a), 及び (b), 柱脚のバネ定数, 壁脚のバネ定数, 境界梁の剛性をパラメーターにしたもの (c), さらに、柱脚のバネ定数を一定にし、基礎梁断面, 壁脚のバネ定数をパラメーターにしたもの (d) について、それぞれの壁の水平剪断力分担率を比較したものを Fig. 20 (a)~(d) に示す。これらより、以下のことが考えられる。

- 2次, 3次の振動形のもとでは、耐震壁が剪断力のほとんどを受け持つ。((a)~(d))
- 地盤の剛性が小さくなると、1次の振動形では、壁の分担率は小さくなる。((a)~(b))
- 2次, 3次のモードにおける分担率は、地盤の剛性にほとんど影響されない。((a)~(d))

Table 6 Natural period

Dimension (cm ²)	60 × 30	60 × 50	120 × 50	240 × 50
T ₁ (sec)	0.2506	0.2504	0.2494	0.2443
T ₂ (")	0.0407	0.0407	0.0406	0.0401
T ₃ (")	0.0144	0.0145	0.0144	0.0143

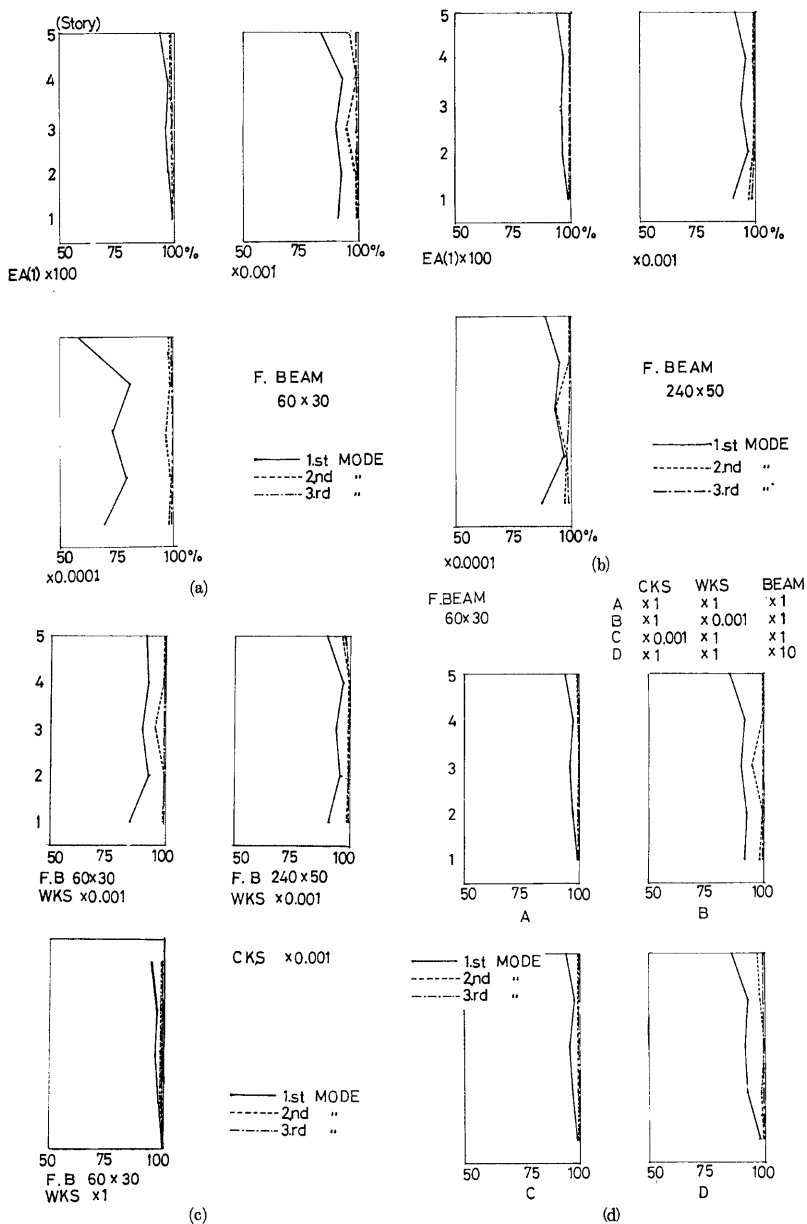


Fig. 20 Effect of boundary condition on the shear force ratio

- 柱脚のパネ剛性に比べて、壁脚のロッキングパネの剛性が分担率に与ぼす影響のほうが、はるかに大きい。((c)~(d))
- 境界梁の剛性を高くすることにより、壁の水平剪断力分担率は、いくらか低減することができる。((c))

5. 結

上記の連層耐震壁を含む架構の静加力実験、並びに振動実験により、連層耐震壁を含む架構の保有耐力は基礎の浮上りにより低減するが、境界梁の抵抗力によって上昇する可能性があることが示された。このような架構においては、耐震壁脚部の浮き上がり後の、フレーム部の保有耐力を正しく評価する必要があると思われる。今後、基礎の浮上りを考慮した動的解析法を用いた応答結果と実験結果を対比することによって、この種の構造物の終局耐力の合理的な解析法を開発してゆく予定である。

最後に、人為地震発生装置（振動台）の使用にあたり、京都大学防災研究所・市川信夫技官に、また、実験に際しては、研究室の皆様にご協力を得ました。深く感謝します。

なお、本研究は、昭和58年度文部省科研費自然災害特別研究（Ⅰ）（研究代表者 若林 實）によった。

参 考 文 献

- 1) 岩下恒雄, 酒井直己: 脚部に浮き上がりを生じた平面架構内の耐震壁の力学的性状, 日本建築学会論文報告集, 第286号 pp. 55-63, 第295号 pp. 63-69.
- 2) 荒川利治, 洪 忠憲: 耐震壁基礎部に浮き上がりを生じる架構の振動解析, 第6回日本地震工学シンポジウム pp. 1273-1279.
- 3) Baba, K. and H. Nakashima: Response of Up-lifting Shear Wall-frames Interaction in Reinforced in Concrete Structure 第6回日本地震工学シンポジウム pp. 1281-1288.
- 4) 若林 實, 南 宏一, 西村泰志他: 連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート構造骨組の弾塑性変形状状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1978年. pp. 1457-1458, 1979年. pp. 1437-1438.
- 5) 加藤大介, 勝俣英雄, 青山博之, 小谷俊介: 基礎に浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究, 第6回日本地震工学シンポジウム pp. 1265-1271.
- 6) 勅使川原正臣, 岡田恒男: 鉄筋コンクリート造建物における連層耐震壁の効果（浮き上がり後の効果について）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1981年, pp. 1669-1670.