

## 鉛プラグ入り積層ゴムを用いた免震建物の 実物振動実験

EXPERIMENTAL STUDY ON BASE ISOLATED BUILDING USING LEAD RUBBER BEARING  
THROUGH VIBRATION TESTS

下田都夫\*・宮崎光生\*\*・中野清司\*\*\*・北川良和\*\*\*\*・池永雅良\*  
by Ikuo SHIMODA, Mitsuo MIYAZAKI, Seiji NAKANO, Yoshikazu KITAGAWA  
and Masayoshi IKENAGA

The results of vibration tests of the Oiles Technical Center Building, a 5-story, reinforced concrete, base-isolated structure using 35 Lead Rubber Bearings (LRBs), and the results of experiments on the characteristics of the LRBs of this building, will be discussed in this paper. The fundamental frequency of the building, the damping ratio as affected by the LRBs, the vibration mode etc. were investigated by free vibration testing and forced vibration testing. The results of these tests verified the fundamental vibration characteristics of the base-isolated building.

### 1. まえがき

オイレス工業(株)テクニカルセンター：TC棟(図1)は、建築基準法第38条の規定に基づく建設大臣の特別認定を受けた建物であり、建物1階柱脚下と基礎フーチングの間に鉛コアを有する積層ゴムすなわちLRB(図2)を設置した日本で最初のLRB免震建物であり、1987年2月に竣工した。TC棟の規模は、述べ床面積が約4800m<sup>2</sup>、建物総重量7500tonで日本で最大の規模である。

LRBはニュージーランド国の Physics and Engineering Laboratory of New Zealand, Department of Scientific and Industrial Research (DSIR) において開発された免震装置であり(文献1-3)、積層ゴムの中心に鉛プラグが挿入された荷重支持機能、減衰機能、復元機能、トリガー機能を合わせ持った支承である。ニュージーランドではすでに William Clayton Building をはじめ約30の橋梁に採用されており、アメリカも含め数ある免震システムの中で最も実用事例の多い免震装置である。本研究はLRBを用いた免震建物の地震応答観測を骨子に計画され、解析手法の妥当性と解析の高精度化、免震建物の動的挙動等を検証する目的で自由振動実験、強制振動実験、常時微動観測を実施した。本報告では自由振動実験を中心に報告する。

- 
- \* オイレス工業(株) 技術2部開発課 (〒252 神奈川県藤沢市桐原町8)  
 \*\* 住友建設(株) 建築部開発課 (〒160 東京都新宿区荒木町13-4)  
 \*\*\* 工博 東京電機大学教授 工学部建築学科 (〒101 東京都千代田区神田錦町2-2)  
 \*\*\*\* 工博 建設省建築研究所 国際地震工学部 (〒305 茨城県つくば市立原1)

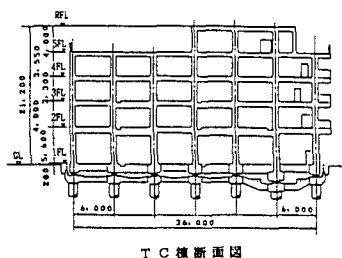


図1 オイルSTC棟

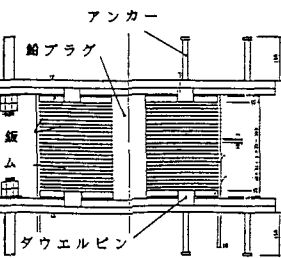
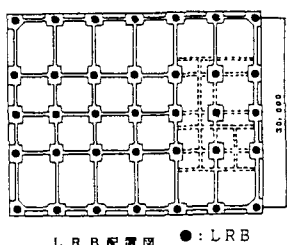


図2 LRBの断面図

## 2. 免震構法による耐震設計方針

### 2.1 設計方針

暴風時及び地表面速度で5cm/s程度の小地震に対しては、通常の基礎固定の建築物と大差ない居住性が得られるようにする。建築基準法の規定する2次設計用大地震（地表面速度で50cm/s程度）に対しては、建築物の応答を弾性範囲におさえ、構造体は無損傷とするとともに建築物各階の応答加速度を地表面加速度以下におさえ（入力加速度300～400cm/s<sup>2</sup>に対し応答加速度200～300cm/s<sup>2</sup>程度を目標とする）、建築物内の人間・機械・設備その他の収容物の安全性向上を図る。更に安全性検討用地震（地表面速度で75cm/s程度）を想定し、これらに対しても建築物の部分的損傷は許容するが、建築物の崩壊に結び付くような損傷（例えばLRBからの脱落等）が生じないようにし、かつ人命の安全を図ることである。

### 2.2 構造計画の基本的条件

(1) 上部構造には一定限度以上の剛性を確保し、上部構造が剛体に近い振動モードとなる様にする。一般的には建物の基礎を固定した場合の1次固有周期を1秒以下とすることを目標とする。

(2) 上部構造の偏心を0.15程度以下とするとともに上部構造の重心とLRBから成る剛心とを出来る限り一致させ、上部構造に起因するねじれ振動の発生を抑制する。

(3) LRB支持構造体となる基礎マット部分には十分な水平剛性と面外剛性を確保させる。

## 3. 免震建物（TC棟）の構造概要

TC棟の免震設計に際し、50cm/sの設計地震動入力の解析モデルとして免震装置下部の基礎部分を入力位置とした1層1質点の6質点せん断型弾塑性モデルを設定し、設計性能の検証を行なった。また75cm/s入力による安全性検討の為に解析モデルとして、建物の二方向（短辺・長辺方向）について骨組みモデルを設定し、建物の耐力との照査を行うとともに免震装置の安定性やダボピンの抜け出し量等の把握を行った。

動的解析に用いた地震動波は、標準的な特定地震波としてEl Centro 1940 (NS), Taft 1952 (EW), 八戸1968 (NS & EW)の他、模擬地震波などである。

動的解析の結果、50cm/sの入力の大地震時（300～500gal）において建物の各階の応答加速度は約200galに低減され、75cm/sの入力に対しても200～300galに抑えられ、各層のせん断力は降伏耐力以下であることが示された。また、この時の最大応答変位（免震装置の変形量）は37cmであった。この為、上部構造がLRBの変形に十分追従できるように建物全方向にわたってその周囲の構造物とのクリアランスを50cm設けている。

上部構造の設計は50cm/sの入力に対する建物の応答変位を弾性範囲内に抑えることを意図し、各階の設

計用せん断力係数 (Base Shear) を0.2、各階のせん断力の分布係数を 1.0として通常の非地震建物と同様静的解析に基づいて構造設計を行っている。

以上よりTC棟は地上5階の軒高 21.2mの中高層建物で、平面形状は梁間方向 (X方向) が 30.0m、桁行方向 (Y方向) が 36.0mの整形な長方形で、X Y両方向共に左右対称に設計されている。構造骨組は両方向共に耐力壁を併用したラーメン構造で、X方向は4スパン (6m×2 + 9m×2)、Y方向は6スパン (6m×6)で構成されている。部材の主要寸法は、1階柱が 700mm×700mm、2階梁間方向大梁は 450mm×950mm、耐力壁の厚みは全階180mmである。

敷地の土質構成は、地表より約 15mまでがローム層でそれより深い所はN値 60 以上の良好な砂れき層がGL-30m まで認められる。本建物は直径φ1200mmからφ1600mmまでの場所打ち鉄筋コンクリート杭でこの砂れき層に支持されている。

杭頭はフーチングを介して地中梁に定着させ、地中梁間に厚さ 200mmのマットスラブを全面に打設し、一体に連結することによりLRB支持構造体の剛床条件を満足させている。

LRBは各柱の下に総数で 35 個がバランス良く配置されており、免震装置の設置層における建物重心とLRBの水平剛性による剛心との偏心距離はほぼゼロに設計されている。なお、建物コーナーの4個の免震装置には鉛プラグが挿入されていない積層ゴムが設置されている。この理由はフレームモデルによる応答解析の結果、建物の4隅に数mmの浮き上がりが生じると予想されたため、4隅には鉛プラグのエネルギー吸収を期待しない方が設計上は明解であると考えたためである。

#### 4. 免震装置 (LRB)

Lead Rubber Bearing (LRB) とは、ゴムと鋼板とを交互に加硫接着された積層ゴムの中心に、あらかじめ設けられた穴に鉛プラグを封入したエネルギー吸収機能を持つ弾性支承である。

積層ゴムの中心に封入された円柱形の鉛プラグは、積層ゴムが水平力を受けてせん断変形を生じることによりせん断変形を強えられる。その時の鉛の塑性変形に要するエネルギーが振動減衰エネルギーとして寄与し、建築構造物の長周期化に伴う、地盤と建築構造物との相対変位量の増大を抑制する減衰要素として機能する。

LRBの変形特性は図3に示すようにほぼバイ・リニア的の曲線を示し一般に動的解析を行う場合LRBの履歴曲線は図4に示すような理想化されたバイ・リニアループに置き換えて扱われている。TC棟の場合、建物あるいは基礎とLRBとの水平力の伝達は外部鋼板に設けられた穴に上・下のベースプレートに固定されたダウエルピンを挿入することにより行われている。なお、図4中の $K_r$ は鉛の無い積層ゴムだけの水平剛性、 $Q_d$ は鉛プラグの降伏荷重特性値、 $K_d$ は降伏後剛性、 $K_u$ は除荷重剛性と並びLRBの履歴曲線を比較的良く表わす値として一般に $K_u = 6.5k_d$ を与えている。また $K_u$ は解析の便利さから初期剛性としても扱われる。

TC棟に設置された免震装置は、各軸力に応じ内部鋼板の直径が650mmから800mmまでの4種類の寸法のものを使い分けられ、総計35個である。また鉛プラグ径は積層ゴムの寸法に応じ130mmから160mmまでの寸法のものが入入されている。建物コーナーの4隅の鉛プラグの無い積層ゴムの直径は700mmである。

積層ゴムの総厚さは、50cm/s入力時の変形に対してせん断歪が100%以下、75cm/sの入力時の変形に対

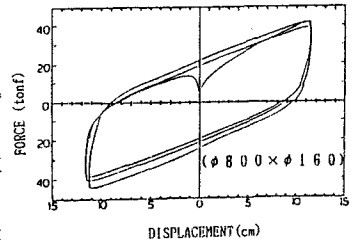


図3 LRBの履歴曲線

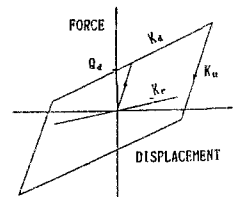


図4 LRBの理想化されたバイ・リニア曲線

しては 200%以下である様に設計され、直径650mm から800mm まで全て同じであり、その結果1層の厚みが10mmのゴム層が 24 層 (ゴム総厚は240mm)から成っている。

表 1 LRBの寸法と特性

5. 鉛プラグ入り積層ゴム (LRB) の特性

TC棟に用いられた 35 個の全ての免震装置について、水平剛性、鉛の降伏剛性、鉛直剛性の確認のための特性試験が実施された。表 1 に各寸法の免震装置についての設計値と特性試験による測定値の平均値とを比較して示している。なお、測定値は連続 3 サイクル加振における第 2 サイクル目の履歴曲線より読み取った値を採用した。

鉛プラグ径 (mm)	積層ゴムの水平剛性 Kr (tonf/cm)	降伏剛性 Kd (tonf/cm)	降伏荷重特性値 Qd (tonf)	圧縮剛性 Kv (tonf/cm)
φ650	実験値 → 1.15	1.34	11.3	1157
	設計値 → 1.06	1.59	10.3	860
φ700	1.31	1.52	13.4	1426
	1.23	1.85	12.0	1097
φ750	1.62	1.78	15.4	1749
	1.41	2.12	13.8	1369
φ800	1.84	2.00	18.0	2021
	1.61	2.41	15.7	1678

個々の特性値をもとに 35 個の Bearing の総和の特性をせん断歪率 50 % (水平変形量 12cm)について 表 2 に設計値と比較して示す。また図 5 にこれらの履歴曲線を示す。

表 2 TC棟の全LRB (35ヶ)の特性

	Kr (tonf/cm)	Kd (tonf/cm)	Qd (tonf)	Kv (tonf/cm)
設計値	45.5	65.8	438	49656.6
実験値	51	56.3	445	51717.9
実験値/設計値	1.12	0.86	1.02	1.04

設計で計画した履歴特性と特性試験の結果に基づく履歴曲線をくらべると、後者は前者より降伏耐力は 2%高く、降伏後剛性は 14 %低くなっているが、総合的には良く一致していると言える。

図 6 に自由振動実験の為の予変位過程での引張り力 (水平力) とその変形量の連続測定から得られた免震装置35個全体の復元力特性が示されている。特に (実験No.Fs-4-0) までの曲線は自由振動を起こさず変形をもどした時の引張力と変形との関係で、変位量 35mm、反力 400ton の片振幅での履歴特性が示されている。

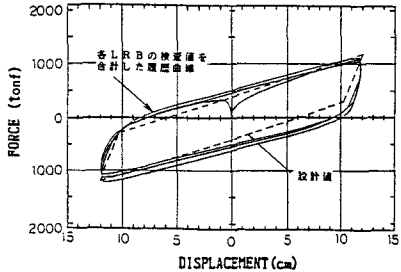


図 5 全LRBの履歴特性 (50%歪)

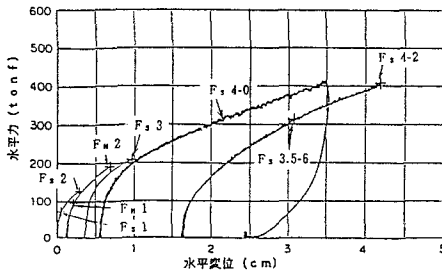


図 6 自由振動実験における静的加力履歴曲線

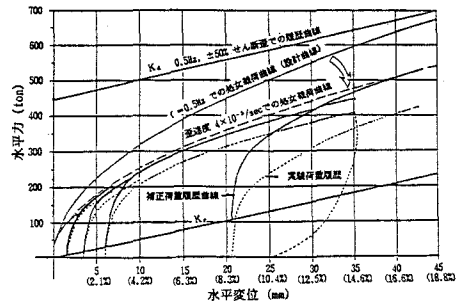


図 7 自由振動実験における静的加力履歴と設計履歴曲線の対応関係

図 7 は各荷重履歴曲線とゴム剛性 Kr との交点を各履歴の原点と考えて、同図上の原点 Kr 線に沿って平行移動させたものである。これまでに行われた LRB 単体試験で予変位を与えた場合には、原点を Kr 線上ではほぼ平行移動した履歴特性が得られることが確認されており、本実験もこれをほぼ裏付ける結果を示している。なお、免震装置に変形を与える為のひずみ速度は地震時に生じるであろうひずみ速度 (約 1/sec) の約  $1/10^3 \sim$

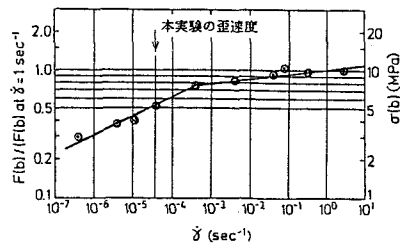


図 8 鉛の降伏力のひずみ速度依存性

1/10<sup>5</sup> に当る 4×10<sup>-5</sup>/secで行われた。図8は DSIR の Dr. Robinson の論文 (文献2)に報告されている鉛のせん断降伏力とひずみ速度との関係であり、これよりひずみ速度 4×10<sup>-5</sup>/secにおける鉛の降伏応力は地震時設計値の 1/2の 5MPa と見積もられ、これをもとに得た本実験の予変位時荷重履歴を図7の破線で示してあるが、これらは実験で得られた履歴曲線の降伏後剛性を良く表わしており鉛のせん断降伏力特性およびLRBの設計の妥当性を確認することができる。

## 6. 振動実験

振動実験は、T C棟の実物建物に人為的に外力を加え免震性能や振動特性を調査したものである。振動実験より得られた情報は、地震応答解析のモデル化やシュミレーション方法の妥当性を評価する上で貴重であると共に、地震観測システムのピックアップ等の作動ならびに精度の事前チェックの意味も持っている。

### 6. 1 自由振動実験

#### (1) 実験方法

基礎杭頭と建物1階の床梁とを SEEE 工法用ケーブルで結び、引張り油圧ジャッキにより引き寄せ、建物(1階床より上)を水平変位させ、瞬時にその拘束力を解放し自由振動を生じさせた。建物の水平変位により免震装置(LRB)は変形を生じ、積層ゴム部の水平復元力と鉛プラグの塑性抵抗力が反力として引張り装置に作用し、この内積層ゴムの復元力が建物の自由振動エネルギーとして寄与する。引張り装置に作用している反力の解放方法としては、反力が最大約 400ton と予想された事および解放装置の簡便さ等を考え、引張りケーブルと油圧ジャッキの中間部に連結ロッドを設け、それらを計画的に引張り破断させる方式を採用した。破断ロッドの材質には SNCM439の焼入れ材を使用した。油圧ジャッキは 300ton × 2台(並列使用)ストロークは 200mmで、SEEE工法用ケーブルの公称直径は 63.5mm である。なお、400tonの反力において蓄えられるケーブルの弾性エネルギーは約 30ton・m と見積もられ、反力解放後引張り装置類がはねもどり、建物の自由振動に影響を与えない様に、オイルバッファを設け対処した。図9に自由振動実験の引張り装置の概略を示す。

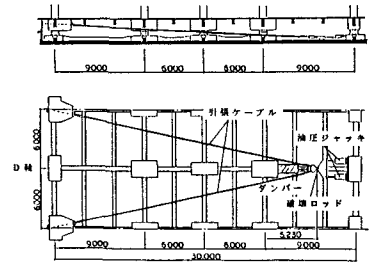


図9 実験装置の概略図

#### (2) 計測およびデータ処理方法

自由振動実験の振動測定には主として地震応答観測の為に設置された加速度ピックアップ(振動技研製STP-100H, STP-100V, STPB-100)が用いられた。加速度計は免震装置(LRB)の基礎杭頭上をはじめ建屋1階, 3階, 5階等に配置され、その他地中および杭中に埋設されたものも含め総数30成分のピックアップが実験に用いられた。この他免震装置の変形を計る為に建物と基礎地盤との水平および上下方向の相対変位の計測も行なった。

図10にピックアップの配置を示す。計測されたデータは全て一担データレコーダーに集録し、再生記録についてデータ分析を行った。用いた分析器は HP-3562A ダイナミック シグナル アナライザーおよび HP-9000/216パソコン

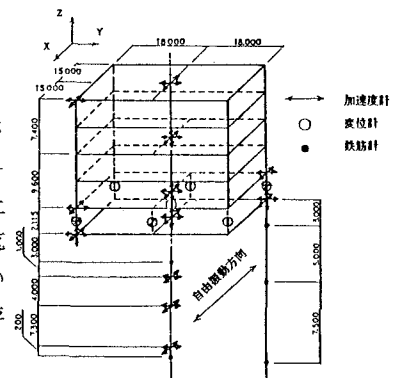


図10 各測定点の座標と測定機器の配置図

より構成されるシステムで、モード解析ソフトにMODAL 3.0 を使用、A/D 変換、高速フーリエ変換、フーリエスペクトルの平均化、伝達関数および曲線適合（カーブフィット）のアルゴリズム、の手順によりモード解析を行ない実験結果の評価に用いた。

なお、A/D 変換におけるサンプリングタイムは  $\Delta t = 7.8125\text{ms}$  で、サンプル数を 2048 点とし、ウィンドウ関数として一般に非周期的なランダムノイズ処理に対して最適とされるハンニングウィンドウ（ $\text{cosin}^2$  形：ノイズ帯域幅が 1.5B,  $B = 1/T$  で、 $T$  はウィンドウ関数長さ（秒））を用い、またデータのオーバーラップを 90% とし 4 回の逐次加算による平均化処理を行なった。

カーブ・フィッティングの測定方法にはマルチモード法を用いた。マルチモード法はモード間のオーバーラップ量が多い場合に、近接するモードを正確に識別したい時に用いられる識別法で、多自由度系の伝達関数直後接カーブ・フィッティングする方法である。伝達関数式は一般に次の様な部分分数式で表わされ、

$$H(j\omega) = \frac{X(j\omega)}{F(j\omega)} = \sum_{k=1}^n \left\{ \frac{\gamma_{rk} + j \gamma_{ik}}{j\omega - (-\sigma_k + j\omega_k)} + \frac{\gamma_{rk} - j \gamma_{ik}}{j\omega - (-\sigma_k - j\omega_k)} \right\}$$

ここに、 $H(j\omega)$ : 伝達関数	$\gamma_{rk}, \gamma_{ik}$ : K 次モードのレジデュ（留数）
$X(j\omega)$ : 力の周波数領域表現	$\sigma_k$ : K 次モードの減衰定数
$F(j\omega)$ : 応答の周波数領域表現	$\omega_k$ : K 次モードの振動数

である。これを最小二乗誤差法により解き、モーダル・パラメーターを識別することになる。

### (3) 実験結果

図11に自由振動実験の代表的実測例として、本実験の最大予変位である実験No.Fs-4-2（予変位置量42mm）についての建物中央1階、3階、5階の加速度の時刻歴記録を示す。この時建物1階に生じた最大加速度は320galであり、時刻歴記録の第1波目と第2波目の最大値の時間間隔より1サイクル目の平均振動数を求めたところ、約25Hzと得られた。また、3階では100gal、5階では200galであり1サイクル目の平均振動数はいずれも約18Hzと得られた。

これらの加速度記録から、より詳細な検討を行なう為各々の予変位置量について求めた建物中央1階床の伝達関数を図12に示す。図12より2.3Hz付近に現れているピークが、いずれの予変位置量においても認められるが、予変位置量が大きくなるに従って2.3Hzピークの他に低振動数側に別のピークが表われ、少なくとも予変位置量が30mm（LRBの歪率で12.5%）以上になると顕著に認められ、新たな一次固有振動数としてとらえる事ができる。この現象はLRBの履歴特性の歪依存性（非線性）に関係ずけて考察することができる。予変位置量42mm（LRBの歪率で17.5%）の伝達関数についてカーブ・フィッティングにより求めた固有振動数と減衰定数を表3に、また振動モードを図13に示す。これにより歪率12.5%以上の予変位置量を与えた時2.3Hz以下に現れたピークの振動数は1.46Hzと判明し、この振動モードにおける減衰定数は27.04%と得られた。また、2.3Hzの振動モードの減衰定数は予変位置量によりバラツキを示しているが、平均的な値として約3%と得られた。

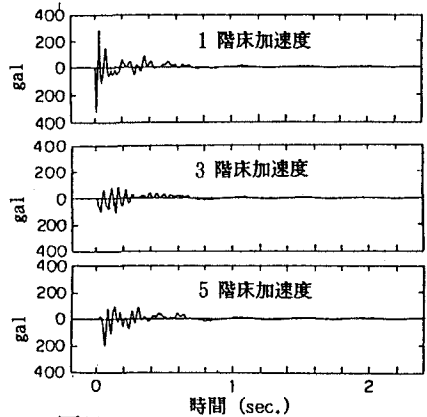


図11 加速度記録波形（短辺方向）

図14に予変位量42mmの自由振動により得られた基礎と1階間の相対変位波形を示す。予変位が解放され

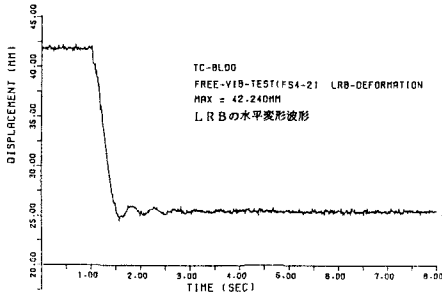


図14 自由振動実験の測定(再現)波形

表 3 振動数と減衰

試験No.	1次				2次			
	振動数 (Hz)	減衰 (%)	振動数 (Hz)	減衰 (%)	振動数 (Hz)	減衰 (%)	振動数 (Hz)	減衰 (%)
F <sub>s</sub> 1	—	—	2.27	5.45	—	—	7.58	8.42
2	—	—	2.30	2.96	—	—	7.33	6.51
3	—	—	2.27	3.54	6.31	14.77	7.45	5.36
3.5-6	1.45	37.92	2.28	2.71	6.50	13.16	7.33	5.90
4-2	-1.46	27.04	2.27	2.55	6.08	12.28	7.35	5.37
F <sub>n</sub> 1	—	—	2.30	2.64	—	—	7.47	8.89
2	—	—	2.29	3.26	6.31	11.48	7.47	5.12

表 4 LRB上下間の相対変位波形から求めた減衰定数(Fs4-2)

i	n		1/2	1	2	3
	X <sub>i</sub> (mm)	γ (%)				
0	16.40	6.80	13.44			
1	1.22	0.25	1.151	1.640	2.542	3.389
2	1.06	0.22	1.432	1.891	2.789	3.786
3	0.74	0.15	1.321	1.542	2.643	3.70
4	0.56	0.12	1.167	1.474	2.00	3.50
5	0.48	0.10	1.263	1.333	2.40	
6	0.38	0.08	1.056	1.257	2.375	
7	0.36	0.075	1.286	1.80		
8	0.28	0.06	1.40	1.75		
9	0.20	0.04	1.25			
10	0.16	0.03				
平均値			1.258	1.560	2.458	3.594
減衰定数 h (%)			7.3	7.1	7.2	6.9

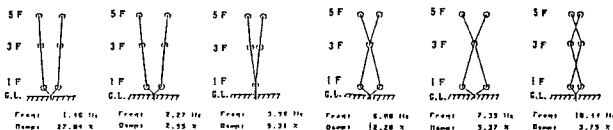


図13 振動モード (自由振動実験)

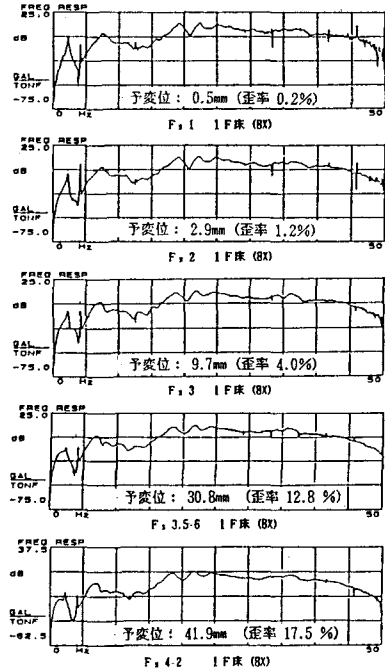


図12 伝達損失

た後第1波目で変位が約16mm復元し、その後は振幅が約1mm以下の微小振動が観測されている。この記録波形より自由振動中の各振幅における等価減衰定数を振幅比より求め、表4に示してある。表中の歪率γは平均振幅をLRBのせん断歪率(%)として示した値である。この結果から歪率がγ=0.1%前後の歪領域では約7%の減衰定数を有していることがわかった。

## 6. 2 強制振動実験

### (1) 実験方法

建屋5階(RF)床上に起振機を設置し、建物の短辺方向(X方向)に対し並進およびねじれの正弦波強制加振を行なった。強制振動実験は自由振動実験に比べLRB免震装置に与える変形量は極めて小さく免震機構の初期剛性によって決まる免震構造系の固有振動数と減衰定数について周波数応答関数を得ることにより調査した。

### (2) 測定および解析方法

データの測定には主に速度計(勝島製、PMK110型)を使用した。また、起振機信号および自由振動

実験で使用した差動トランス型変位計による変位1点を同時収録した。計測点の配置は免震建物の高次のモード形状が詳細に判定できるよう配慮して、基礎および1階から5階の各階に配置した。データは、起振機が安定して1分後から約30波収録した。ただし、建物の2次モード付近では揺れが大きく建物破損の恐れがあったため、スイープ起振を行なってデータ収録を行なった。

解析方法は、データーを(勸電力中央研究所所有の正弦波データ収録プログラム(SNHOLD))によりA/D変換した後、正弦波データ解析プログラム(VITEXT)を使用して単位起振力(1ton)当たりの変位振幅に換算して整理を行なった。また、位相については起振力信号を基準とした位相で整理した。

### (3) 実験結果

強制振動実験より得られた並進1次、並進2次、ねじれの単位起振力当たりの変位共振曲線を図15~図20に示す。また並進1次および二次の振動モードを図21に示す。強制振動実験の結果以下の点が明らかとなった。建屋短辺方向の並進1次の共振点は2.30Hzであり、この時の建屋の振動モードは1階から5階までが同位相で動くモードである。しかし強制振動実験時のLRBのひずみレベルは0.05%と比較的小さいため、LRBの初期剛性が大きく免震系特有の剛体モードではなく若干建屋に層変形が認められる。

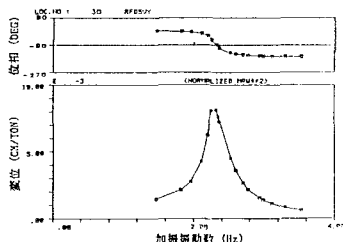


図15 並進1次共振曲線 (5階東側中央, 短辺方向)

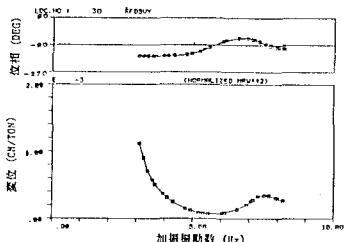


図17 並進2次共振曲線 (5階東側中央, 短辺方向)

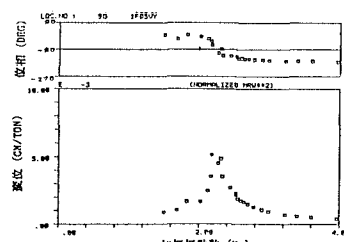


図19 ねじれ共振曲線 (1階東側中央, 短辺方向)

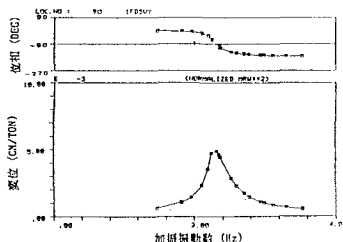


図16 並進1次共振曲線 (1階東側中央, 短辺方向)

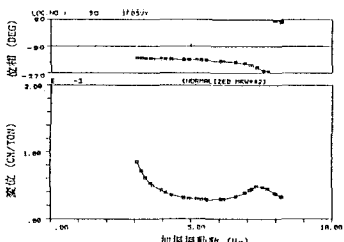


図18 並進2次共振曲線 (1階東側中央, 短辺方向)

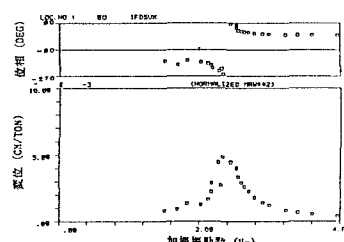


図20 ねじれ共振曲線 (1階東側中央, 長辺方向)

短辺方向の並進2次の共振点は7.30Hzであり、この時の建屋の振動モードは1階と5階が逆位相で動くモードである。ねじれの共振点は、2.35Hzと並進1次の共振点に近接しており、厳密に並進と分離するのがかなり困難であり、加振直角方向の共振曲線より決定した。

減衰定数については、並進1次より $1/\sqrt{2}$ 法で算定した結果、LRBのひずみレベル0.05%におい

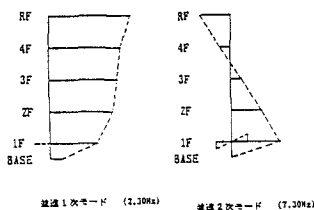


図21 並進1次および二次の振動モード

表5 強制振動実験結果

モード 強動特性	並進1次		並進2次		ねじれ	
	長辺方向	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	短辺方向
固有振動数 Hz	—	2.30	—	7.30	—	2.35
ひずみレベル %	0.022	0.068	0.007	0.066	—	—
最大振幅 cm	—	0.016	—	0.016	—	—
減衰定数(%)	—	6.0	—	6.0	—	—



て約6%程度であることが判明した。並進2次については先にも述べたように2次共振点付近での応答が大きいため、スイープ起振を行なっており共振曲線の精度が並進1次よりも劣ると考えられる。このため、減衰定数の算定にあたっては $1/\sqrt{2}$ 法の他に建物を2質点モデルに設定し、固有振動数を実験により得られた共振点に合わせ減衰定数をパラメータとして、線形応答解析により実験による共振曲線の再現を行なった。これらを照査した結果LRBのひずみレベル0.05%において並進2次の減衰が約6~10%程度であると判断される。強制振動実験の結果をまとめて表5に示す。

### 6.3 常時微動測定

#### (1) 測定方法

常時微動測定は外部の雑振動（交通振動，工事振動）の影響が少ない夜間（PM8:00~）に行なった。

測定は強制振動実験に用いた速度計を使用し短辺方向（EW方向）を中心に行なった。計測点の配置およびデータ収録の方法は強制振動実験時のものと同様である。長辺方向（NS方向）については振動技研製速度計（MTKH-1C型）を使用した常時微動測定（以下長辺方向常時微動測定）を行なった。なお、短辺・上下方向は速度を，長辺方向はピックアップの速度信号をアンプの積分器を用いて変位に積分しデータレコーダおよびオシログラフに記録した。各方向とも測定時間は3分程度であった。

#### (2) 解析方法

測定データは電力中央研究所所有のランダム波データ収録プログラム（DRMON1）によりA/D変換（時間刻み0.01秒，データ総数1024個）した後，ランダム波解析プログラム（TSAP）を使用して，20Hzまでのフーリエスペクトルおよび伝達関数を求めた。長辺方向常時微動測定については測定データをA/D変換（時間刻み0.0156秒，データ総数2048個）した後，FFT法を用いてフーリエスペクトルを求めた。スペクトルの平滑化はハニングウィンドウを3回繰り返して行なった。また地下1階に対する5階の伝達関数を求めた。

#### (3) 測定結果

短辺・長辺方向5階の常時微動測定より得られたフーリエスペクトルを図22，図23に示す。また，基礎東側中央の短辺・長辺方向応答に対する伝達関数を図24，図25に示す。

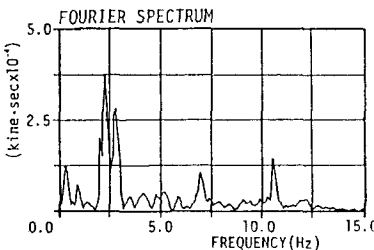


図22 フーリエスペクトル(短辺方向 5階)

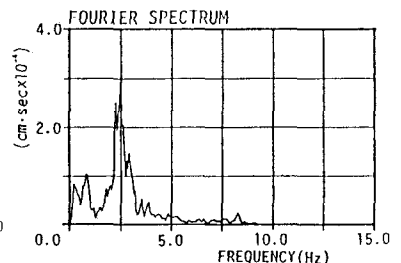


図23 フーリエスペクトル(長辺方向 5階)

常時微動測定の結果，建屋の並進1次の固有振動数は短辺方向（EW方向），長辺方向（NS方向）ともに2.2~2.5Hz付近に存在する。

建屋の並進1次の固有振動数は，長辺方向では短辺方向と同様2.4Hz付近である。また，地下1階に対する5階の伝達関数のピークは短辺方向で2.5Hz，長辺方向では2.6Hz付近であり

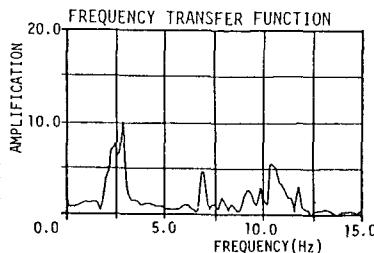


図24 周波数伝達関数  
(短辺方向 5階/地下1階)

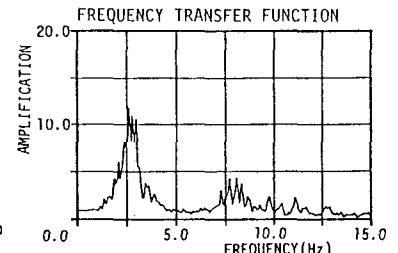


図25 周波数伝達関数  
(長辺方向 5階/地下1階)

フーリエスペクトルのピーク 2.4Hzに較べ約 0.2Hz 高いピークである。フーリエスペクトルのピークは地盤をも含めたLRB免震建物系の固有振動数に対応する。一方、周波数伝達関数のピークはLRB免震建物系のみ固有振動数に対応する。

また、ねじれの固有振動数は 2.7Hz付近に、建屋の並進 2 次の固有振動数は短辺方向が 7.1Hz、長辺方向が 8.2Hz付近に存在し、上下動については10Hz付近にピークが存在した。減衰定数については参考値として、フーリエスペクトルおよび伝達関数より  $1/\sqrt{2}$  法で算定した結果、約 4%程度となった。常時微動測定結果をまとめて表 6 に示す。また、長辺方向および短辺方向の並進 1 次の振動モードを図 26 に示す。

## 7. 考察

### (1) 固有振動数

LRBの水平方向復元力特性は水平せん断歪レベルによって異なるため、LRB免震建物には一定の固有周期は存在しない。従って振動特性を述べるには、対象としているLRBの歪レベルを明確にする必要がある。ここでは、各歪レベルにおけるLRB履歴の等価(対角線)剛性 $K_{eq}$ より求まる等価周期(振動数)を採用して固有振動数の検討を行なった。なお、図 27 に全LRBの等価剛性 $K_{eq}$ の設計値と歪レベルの関係を示す。

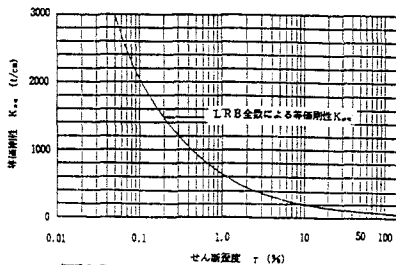


図 27 全LRBの等価剛性 $K_{eq}$

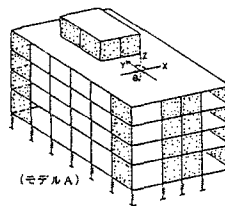


図 28 立体解析モデル

表 7 モデルB諸元

モデル階	モデルB 質量・剛性		
	各階質量 W (t)	水平剛性 Kx (t/cm)	鉛直剛性 Ky (t/cm)
R	281		
5	1449	511	49458
4	1239	3142	148956
3	1322	4541	137386
2	1475	6051	144638
1	1778	5795	103313
LRB	Σ7544		51718

本建物の振動特性を把握するためにモデルAとモデルBの2種類の解析モデルを用いた。図 28 および表 7 に示す。モデルAは各階床をX、Y、 $\Theta_z$ の3自由度を持つ剛床とした弾性立体モデルである。梁は曲げ・せん断変形、柱は曲げせん断・軸変形・ねじり剛性を考慮し、柱梁共に剛域の影響を評価している。また耐震壁は純せん断パネルとしてモデル化している。

モデルBは表 7 中に示すように各層水平・鉛直の2自由度を有する6質点のマスバネ系グロスモデルである。水平方向にはモデルAより得られた等価せん断剛性を有する水平せん断バネ、鉛直方向には柱および耐震壁の軸方向剛バネおよびLRBの鉛直剛性バネを有している。自由振動実験・強制振動実験および常時微動測定より得られた本建物の固有振動数と解析より得られた振動数をまとめて表 8 に示す。水平振動数の解析値は立体モデル(歪度 $\gamma=0.05\sim 0.10\%$ )、鉛直振動数はモデルBによる値である。

表 8 固有振動数 Hz

	常時微動	強制振動	自由振動	解析値
X方向並進1次	2.30 (4.3x10 <sup>-4</sup> )	2.30 (0.054)	2.18 (0.07~0.12) 1.45 (17.46)	2.26 (0.05) ~ 2.09 (0.10)
X方向並進2次	7.10	7.30		6.90 (0.05)
ねじれ	2.70	2.35 (0.068)		2.85 (0.05) ~ 2.35 (0.10)
鉛直振動	10.60			10.45

(注) ( )内はLRBのせん断歪度 $\gamma$ (%)を示す。鉛直振動数はモデルBによる値。

a) 短辺方向振動数・ねじれ振動数

短辺方向並進1次・2次振動数、ねじれ振動数共に測定値と解析値は良い対応をしているが、解析値が測定値よりも若干低い振動数を与えている。この理由は、主として実験時には積載荷重があまり存在していないため、解析上の設計荷重が現実の重量よりも大きくなっていることによると考えられる。

b) 長辺方向振動数

長辺方向常時微動による測定振動数は、解析値よりも高くなっており、X方向よりも大きな差異が生じてくる。この原因としては、長辺方向には解析上剛性を評価していない腰壁・雑壁があること、2階、3階において大梁にレベル差を伴うふかし梁があり、梁剛性の増大と同時に柱の剛域ゾーンが長い部分が存在することなどが考えられる。

c) 鉛直振動数

鉛直振動数も測定値と良い対応を示し、LRBは所定の鉛直剛性を有していると考えられる。測定値との若干の差異は、水平方向振動数の若干の差異と同じく、上記の積載荷重に起因する建物重量の違いを裏付けるものであると考えられる。

以上僅かの差異はあるものの、総合的には0.1%以下の微小歪領域における測定振動数と解析結果とは極めて良い対応関係を示していると言えよう。以下に測定振動数の最も多いX方向並進1次振動数について詳細な検討を行なった。

解析モデルBを用いてLRBの等価剛性 $K_{eq}$ を図27に示されるとおり、歪レベルに応じて変化させた場合の固有値解析より得られた並進1次振動数 $f_1$ とLRBのせん断歪度 $\gamma$ の関係を図29に示す。歪度 $\gamma = 0.1 \sim 0.05\%$ 付近では、測定値と解析値が良い対応関係を示しているが、さらに歪度の小さい領域にある常時微動測定値とは一致しない。また強制振動実験と常時微動の測定振動数はほぼ一致していることから、極めて歪度の微小な領域( $\gamma \leq 0.05\%$ )では、LRBはほぼ一定の剛性を有しているものと思われる。一方自由振動実験より得られた $f = 1.46\text{Hz}$ は、除荷剛性より求めた振動数と良い対応関係にあり、破断直後の第1波の除荷剛性に対応する振動であることが判る。またこの結果より、除荷剛性の評価も妥当であると判断できる。

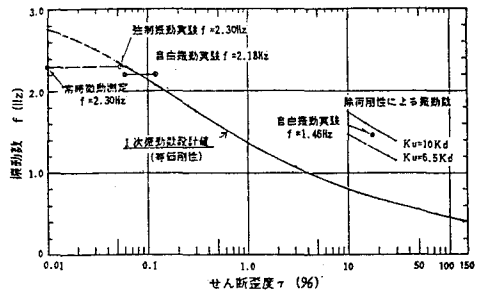


図29 1次振動数(f)-歪度( $\gamma$ )の関係

以上の検討より、各実験および測定で得られた本建物の測定振動数と設計・解析による振動数は極めてよい対応を示していることが確認できた。

(2) 減衰特性

表2のLRB履歴特性値に基づいて設定される設計履歴ループの等価減衰定数 $h$ と歪レベル $\gamma$ の関係を図30に示す。同図には実験・測定で得られた減衰定数およびLRB単体試験に基づく推定値もあわせて示している。LRBは $\gamma \leq 0.1\%$ の微小歪領域においても4~7%程度の減衰を有していることがわかる。

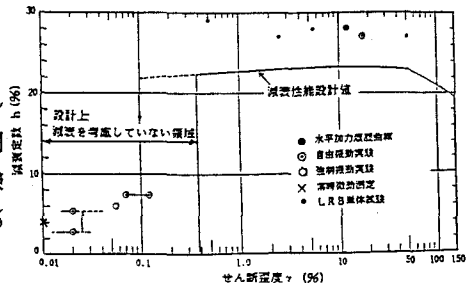


図30 減衰特性(設計値と測定値の比較)

また $\gamma = 1 \sim 10\%$ の歪領域でのLRB単体試験では $h = 27 \sim$

28%が得られていること、静的加力ループから求めた値もほぼ同じ値であることから、自由振動実験で得

られた減衰定数  $h = 27\%$  は信頼できる値とみなせる。なお、 $h = 20\%$  を上回る減衰の歪領域と  $6 \sim 7\%$  の減衰性能の微小歪領域との境界領域の減衰性能については、今後の検討課題である。

### (3) 自由振動波形のシミュレーション

解析モデルは前項のモデルBとし、LRBの復元力特性をRamberg-Osgood型とした。表2に示した歪度  $\gamma = 50\%$  のLRB履歴特性に基づいて設定したその解析用履歴ループを図31に示す。

この設計履歴曲線上を低速度で加力し、水平変形  $d = 42.0(\text{mm}) \cdot$  水平力  $F = 405(\text{t})$  の時点で解放した。解析の便宜上、解放時点までの加力時間は8秒、全解析時間は15秒間とした。

1階、3階、5階の各加速度記録と各階の等価質量の積よりLRBに作用したせん断力を求め時刻歴記録として表したのが図32である。このせん断力と図14に示した1階と基礎との相対変位から自由振動実験でのLRBの履歴曲線を再現し図33に示す。また解析により求めた1階床加速度波形、LRBの水平変形波形、およびLRBのせん断力波形を図34に示す。これらより解析により得られたLRBの履歴曲線を図35に示す。実験の再現記録と解析を比較すると、

残留変形量および自由振動波形の全体的形状等はかなりの類似が見られ、また履歴曲線においても実験の再現履歴曲線は衝撃加速度の影響によりせん断力は波打っているものの、全体的形状は解析結果と良い対応を示し振動特性把握の為のシミュレーションはほぼ適切であると判断される。

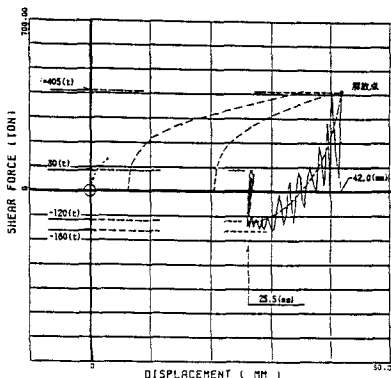


図33 自由振動実験時のLRBの履歴曲線 (測定データからの再現)

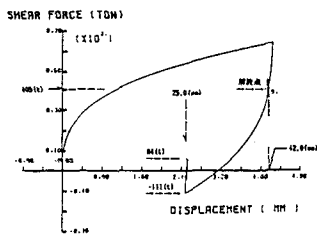


図35 自由振動実験(Fa=4.2)のシミュレーション (LRB履歴曲線)

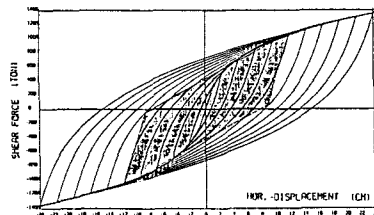


図31 全LRBの解析用履歴ループ

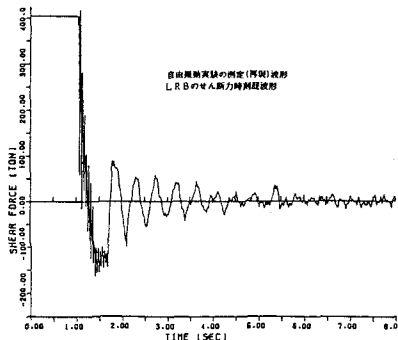


図32 自由振動実験(Fa=4.2)においてLRBに作用したせん断力

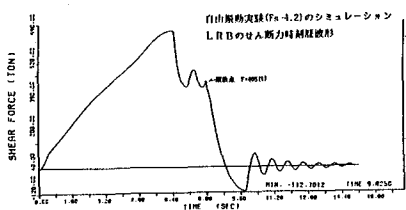
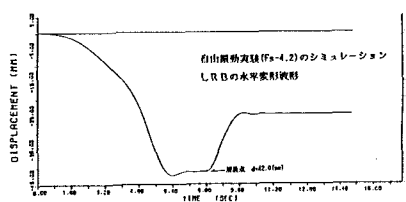
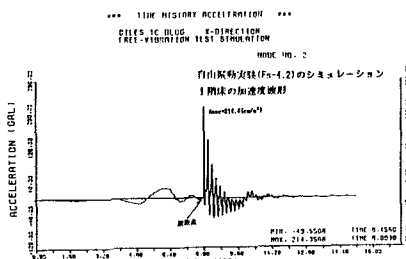


図34 自由振動実験シミュレーション波形

## 8. まとめ

本実験で免震装置に加えられた歪領域は 20 %以下の比較的小さな値であり、この歪値は設計上LRBが免震構造への長周期化を実現するには十分な領域ではない。しかし、これらの振動実験の結果とLRBの単体性能試験結果から次の事項が明らかとなった。

- a) 本建物に設置されたLRBの単体としての構造性能およびその集合体である全LRBの水平方向復元力特性は、設計で想定した復元力特性と良い対応を示す。
- b) 実験・測定より得られた鉛直振動数は設計値と良い対応を示す。従って、全LRBの鉛直方向剛性および本建物の鉛直方向振動特性はほぼ設計値どおりの値を有していると判断できる。
- c) 実験・測定より得られた本建物の並進1次・2次振動数およびねじり振動数と解析による振動数は良い対応を示す。従って本建物の水平方向振動特性はほぼ設計値どおりの値を有していると判断できる。
- d) 設計におけるLRBの履歴特性評価は $\gamma = 0.05$  %以上のせん断歪領域において成立し、それよりも更に小さい微小歪領域ではほぼ一定の剛性を有すると判断される。
- e)  $\gamma = 1\sim 20$  %の歪領域では、LRBは設計値以上の減衰性能を有していると判断される。
- f) 設計上減衰性能を考慮していない歪度 $\gamma = 0.1$  %付近およびそれ以下の微小歪領域でも、本建物は $h = 4\sim 7$  %程度の減衰性能を有している。

履歴減衰を有する免震構造系の変位と固有周期の関係が実験的に裏付けされ、LRB履歴特性の振動系へのモデル化に貴重なデータを得ることができたとともに、LRBの設計方法の妥当性が確認された

## 9. あとがき

以上により本実験の計画、立案、実施および結果の検討には、(社)建築研究振興協会内に「LRB地震観測検討委員会」が設けられ、(財)電力中央研究所、住友建設(株)および(株)安井建築設計事務所との共同研究で行われた。本研究に御協力いただいた(財)電力中央研究所の青柳栄氏、塩尻弘雄氏、松田泰治氏、(株)安井建築設計事務所の伊部浩市氏、山内哲理氏に厚く感謝申し上げます。

## 参考文献

1. Robinson, W.H. and Tucker, A.G. "A Lead-Rubber Shear Damper", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Volume 10 No.3, September 1977.
2. Robinson, W.H., "Lead-Rubber Hysteretic Bearing Suitable for protecting Structures During Earthquakes", Earthquakes Engineering and Structural Dynamic Journal, Vol. 10, 593-604, 1982.
3. Robinson, W.H. and Cousins, W.J., "Lead Dampers for Base Isolation", Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, Tokyo-Kyoto, Japan (1988).

(1989年10月12日受付)