

構造物の免震に関する研究（その3）

——ハイテク R&D センターの設計概要と性能確認のための実験と観測について——

武田 寿一	角田 智彦	岡田 宏
寺村 彰	関松 太郎	中村 嶽
川口 彰久	蔭山 満	内田 壘
野畑 有秀	藤谷 芳男	柏原 康則

(本社建築本部設計第7部) (本社建築本部設計第7部)

Study on Seismic Base Isolation System for Structures (Part 3)

——Structural Design of High Technology R & D Center, and Results of Tests and Observations of Dynamic Characteristics of the Building——

Toshikazu Takeda	Tomohiko Tsunoda	Hiroshi Okada
Akira Teramura	Matsutaro Seki	Takashi Nakamura
Akihisa Kawaguchi	Mitsuru Kageyama	Hiraku Uchida
Arihide Nohata	Yoshio Fujitani	Yasunori Kashiwabara

Abstract

A full-scale 5-storied reinforced concrete building, the "High Technology R & D Center," supported by a base isolation system was completed at the end of August 1986 in the compound of the Ohbayashi Technical Research Institute. This paper describes ① structural design, ② static tests, ③ dynamic vibration tests using vibration generators, ④ earthquake observations, and ⑤ wind observations.

The results were as follows: The design base shear force coefficient is reduced by 25% compared with a conventional building. The restoring force characteristics of the building were disclosed. The first natural period is 1.5 to 1.8 sec. The earthquake response acceleration of this building was remarkably decreased compared with the basement or free-field acceleration. The response of wind-induced vibration was smaller than the lower threshold of ISO 6897, though maximum wind speed was as much as 27.9 m/sec.

概要

我が国初の本格的免震ビルとしてのハイテク R&D センター（61実験棟）は昭和61年8月に大林組技術研究所敷地内に完成し、各種の実験および観測が行われてきた。この結果、免震建物としての挙動および免震防振性能が確認されたので報告する。本報告の内容は、①設計主旨、②静的加力実験、③起振機を用いた強制振動実験、④地震観測、⑤風観測の結果である。①設計主旨ではこの建物のベースシア係数が在来建物の場合に比べて25%小さいことを述べ、②静的実験では積層ゴムと鋼棒ダンパーの荷重～たわみ特性を確認し、③振動実験では建物の基本周期が1.5秒～1.8秒であることを示す。④地震観測では上部構造は並進挙動が卓越し、かつ各測点での応答加速度振幅の観測値は、底盤、自由地表面、当技術研究所本館などで同時観測された加速度振幅値と比べて顕著な低減効果が見られた。⑤風観測では最大瞬間風速27.9m/secでの建物の揺れを居住者は感じないことなどが分かり、これらの解析対応も含めて本建物が当初の設計どおりの免震性能と防振性能を有していることを確認した。

1. はじめに

(財)日本建築センターで免震構造評定を昭和61年3月

に終了し、同年8月末日に大林組技術研究所敷地内に実大免震建物(61実験棟、通称ハイテク R & D センター)が竣工した。この建物建設の主目的は以下のとおりである。

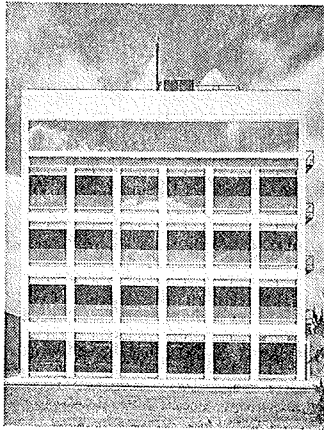


写真-1 ハイテク R & D センター南立面図

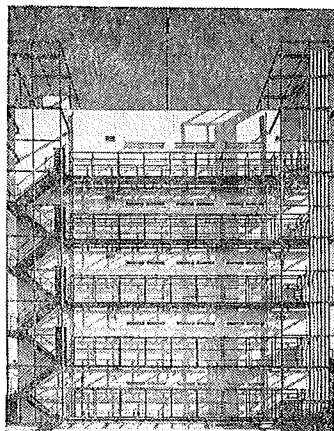


写真-2 ハイテク R & D センター北立面図

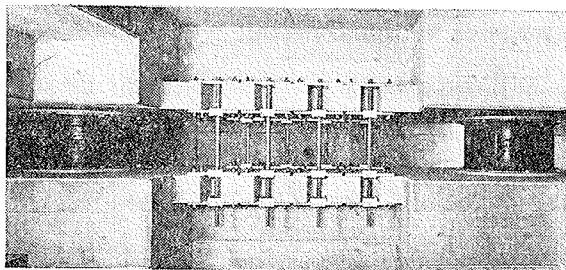


写真-3 ハイテク R & D センターの免震装置

- (1) 既往の開発研究の集大成としての当社免震構法の実建物への実現^{1)~5)}。
- (2) 免震・防振性能の実認。
- (3) 現状での免震建物としての総合的な理想の実現および実証。
- (4) 施工法の確認。
- (5) 先端技術としての免震技術の体現（先端技術研究施設およびテナント施設用の免震ビル）。

2. 建物概要

建物の南側は外観を写真-1に示すように大型ガラスを使った開放的な面を構成し、北面は外観を写真-2に示すように設備配管のフレキシブル性を配慮した設備ラックシステムがある。図-1, 2に建物の断面図と1階の平面図を示す。

免震構造に関して当社は①積層ゴム+鋼棒ダンパー、②鉛入り積層ゴム、③ハイダンピング積層ゴムの3種類²⁾の評定を受けているが、本建物は①の免震構造である。この免震装置の設置状況を写真-3、図-3に示す。積層ゴムはA通り側とB通り側とに7個ずつ配置され、鋼棒ダンパーは積層ゴムの間に8本ずつ配置されている。

- ・規模：地下1階，地上5階，軒高21.85m，建築面積352m²，延べ面積1,624m²
- ・構造：鉄筋コンクリート造，免震構造，X方向純ラ

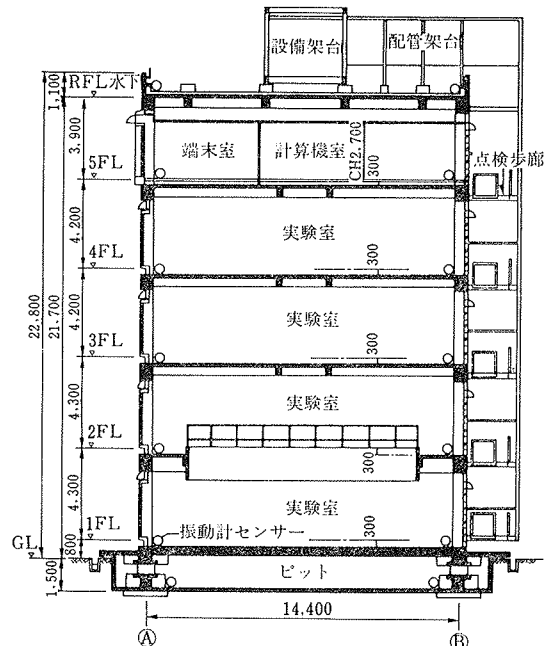


図-1 ハイテク R & D センター短辺方向断面図

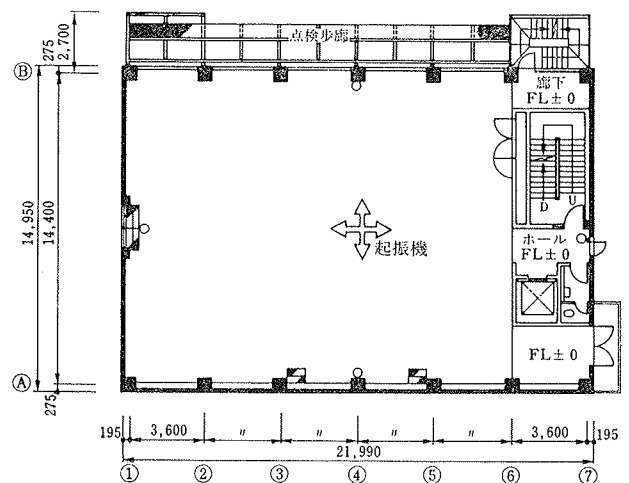


図-2 ハイテク R & D センター1階平面図

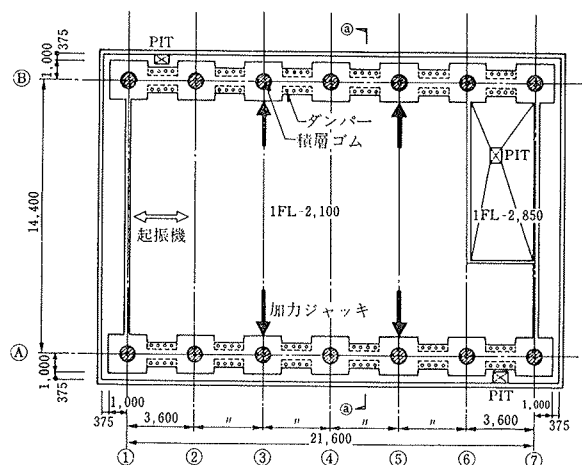


図-3 底盤平面図および免震装置の配置

地動の 最大速度	対応する耐震性レベル	
	上部構造	免震装置の最大変位
25cm/s	短期許容応力度以下	<16.7cm
50cm/s	各層降伏強度以下	<25.0cm

表-1 設計クライテリア

- ・メン、Y方向耐震壁付きラーメン
- ・用途: 先端産業用多目的実験室, 電算センター
- ・免震装置: 1個(1本)当りの性能を以下に示す。

積層ゴム: 天然ゴムを配合の主体とする。

設計用標準軸力; 200 t, 水平剛性; 0.89 t/cm, 鉛直剛性; 1,440 t/cm, 許容水平変形; 37.5 cm, ゴムの積層部分の直径; 740 mm, ゴム厚; 4.4 mm (61層), 鋼板厚; 2.3 mm (60層)

鋼棒ダンパー: 特殊鋼棒 (32 φ), 防錆仕様, 水平剛性; 0.72 t/cm, 降伏耐力; 2.2 t, 降伏変位; 3 cm

当地盤の属する台地は武蔵野台地と称され, 地層構造としてはGL -7.0 m までがN値=2~3, せん断波速度 (V_s) 143 m/sec, 密度 1.2 t/m^3 の関東ローム, GL -7 m 以深に $N \geq 50$, せん断波速度 (V_s) が 466 m/sec, 密度 2.1 t/m^3 の河川の段丘堆積物である武蔵野れき層がある。くいはPCぐいでGL -7 m れき層で支持している。図-4に当地盤の土質柱状図を示す。なお, 動特性としては上部ローム層による約5 Hzが卓越する第二種地盤である。

3. 耐震設計

3.1. 設計方法

免震装置は, ①固有周期を可能な限り長くして地震入力力の低減を計り, ②適度の減衰性能を付与してやや長周期成分が卓越する入力波に対しても共振応答をおさえることを意図して, 詳細に検討し, この結果, 固有周期および減衰定数の目標値をそれぞれ3秒, 10%とした。

耐震設計の方針は地動速度として一次設計用 25 cm/sec, 二次設計用 50 cm/sec 入力に対してそれぞれ表-1に示す設計条件を設けて設計を行なった。動的応答解析法は超高層ビルの設計法に準じるものである。耐震設計フローを図-5に示す。

入力地震波はEL-CENTRO(NS), TAFT (EW), HACHINOHE (NS, EW), サイトの地層構造に基づく

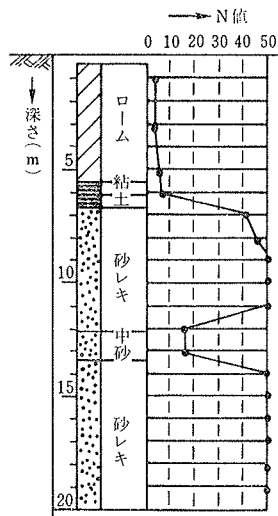


図-4 土質柱状図

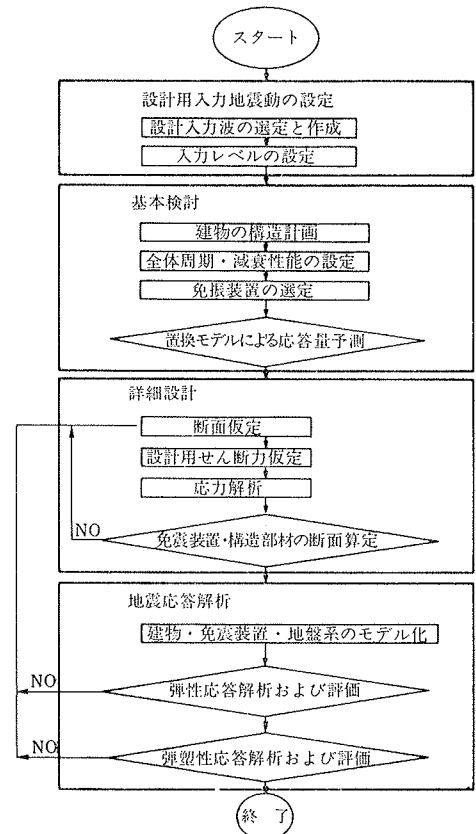


図-5 耐震設計フロー

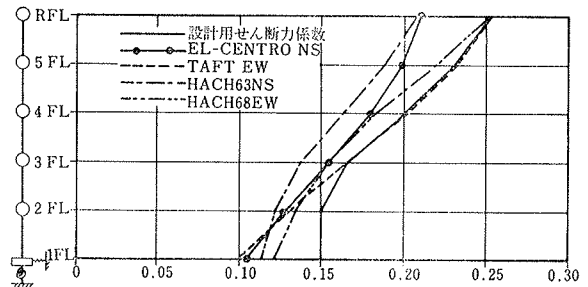


図-6 25 cm/sec入力による応答せん断力係数(X方向)

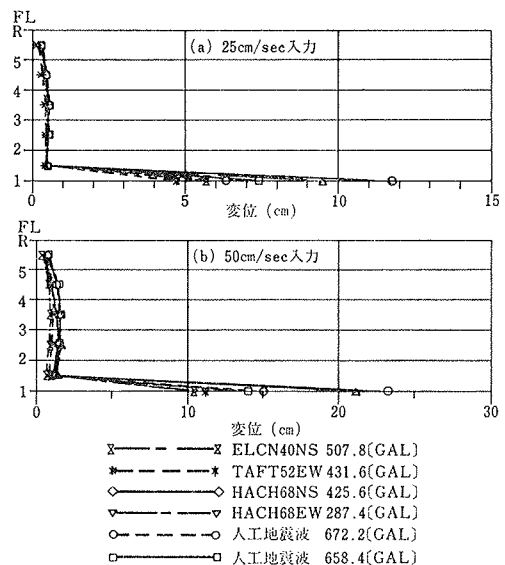


図-7 最大応答層間変位 (X方向)

人工地震波（2タイプ）の6種類である。

3.2. 応答解析結果

動的解析における免震建物の一次周期は小変形時（鋼棒ダンパーの初期剛性を含む）に1.3秒で、大変形時に3.1秒である。応答結果のせん断力係数は25 cm/sec 入力に対して図-6に示すが1階で0.135、50 cm/sec入力に対して0.19となっている。ただし、今回は安全側の配慮として図-6に示すように一次設計用は0.15を採用した。

免震装置部分の応答変位は25 cm/sec に対して16.7 cm 以下、50 cm/sec に対して25 cm 以下である。免震装置および上部構造の最大層間変位を図-7に示す。

4. 静的加力実験

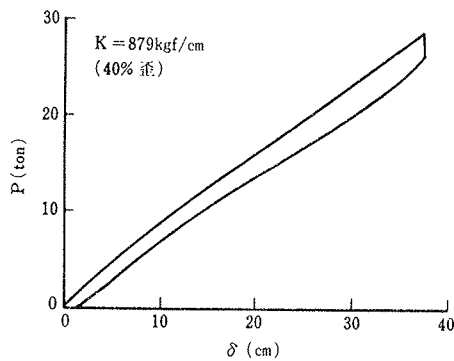


図-8 積層ゴムの加力実験結果

建物建設前に免震装置を構成する各要素に対して水平・鉛直両性能実験を実施した。ここでは水平加力実験によって得られた荷重～変位関係を図-8に積層ゴム、図-9に鋼棒ダンパーの1個（1本）当りについて示す。

図-9の繰返し加力実験において、鋼棒ダンパー1本当りに消費されたエネルギー累積過程を図-10に示すが、鋼棒ダンパーのエネルギー吸収能力は、50 cm/sec 地震入力時に必要とされるエネルギー総量を大きく上まわっており、安全性を確認している。

また、建物全体の特性を調べる目的で静的水平加力実験を実施した。加力には底盤に設置した反力フレームに取付けた静的ジャッキ（写真-4）を用い、強制変位を建物1階側に与えた（図-3）。繰返し実験はX、Y 両方

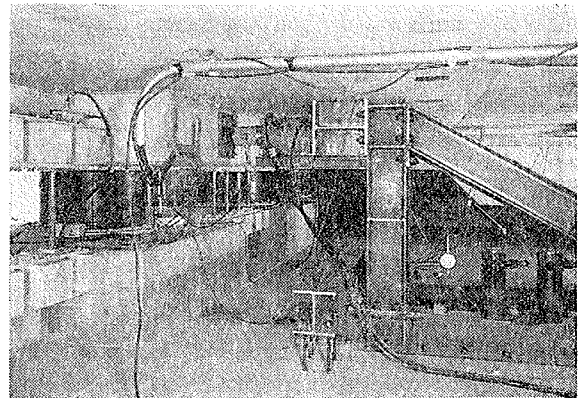


写真-4 静的加力実験状況

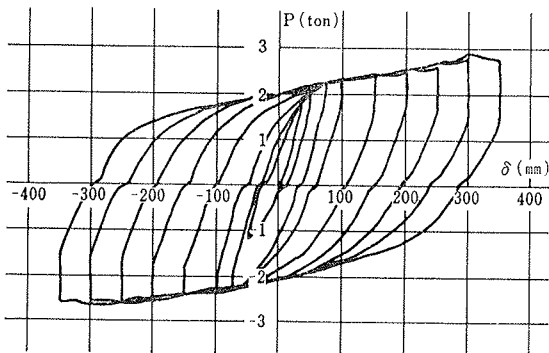


図-9 鋼棒ダンパーの加力実験結果

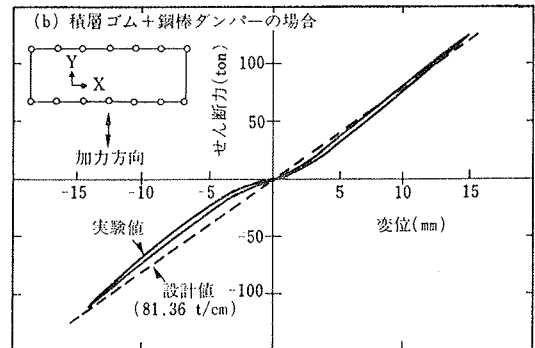
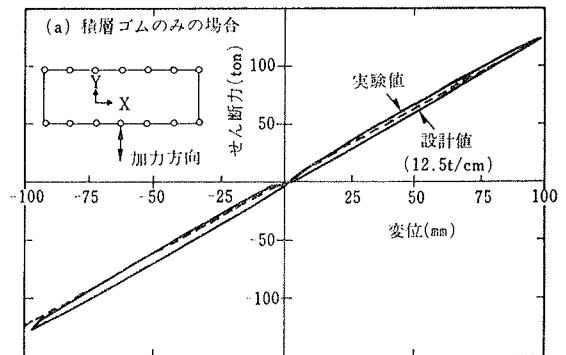


図-11 免震装置の荷重～変位曲線（Y方向）

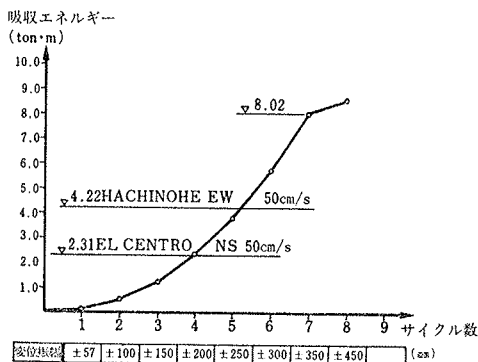


図-10 鋼棒ダンパーの累積エネルギー消費過程

向実施したが、本報告ではY方向の結果を示す。図-11(a)に積層ゴムをみの場合を示し、図-11(b)に鋼棒ダンパーもある場合の荷重～変位曲線を示す。同図中には設計値も点線で示している。なお、鋼棒ダンパーもある場合(図-11(b))の変位ゼロ付近でのスリップ状の履歴ループは、鋼棒ダンパーを支持する球面軸受けと鋼棒との隙間(±0.5 mm)によって生じるものである。本実験で免震装置全体の力学的特性が当初の設計仕様とよく対応していることが確認できた。

5. 強制振動実験

5.1. 目的

強制振動実験は免震建物の固有周期、固有モードと減衰定数などの動特性を把握し動的設計値を検証するため、また、建物底盤に強制力が作用したときの免震装置による上部構造への振動伝達率(防振効果)を調査するために実施した。

5.2. 実験方法

強制力は2台のBCS-A-200型起振機(最大加振力3 ton/台)を連動運転して発生させた。この起振機の設置場所は、動特性を把握する実験では図-2に○印で示すとおり1階床スラブ中央部である。振動実験は静的実験と同様に、積層ゴムをみの場合と鋼棒ダンパーのある場合とについて共振曲線を測定する方法で実施した。

振動伝達率の実験では鋼棒ダンパーのある通常の状態、起振機を図-3に○印で示す底盤に設置して実施した。これらの実験時期は躯体工事および5階の内装工事の完成時である。

測定器は動コイル型5秒速度計と高感度加速度計でその配置を図-1, 2に○印で示す。計測とデータ処理は“振動計測車”を用いオンラインで行なった。

方向	次数	固有周期(秒)		減衰定数(%)	
		実験値	解析値	実験値	解析値
NS (Y)	1次	1.67~1.87 (0.55~0.60Hz)	1.77 (0.55Hz)	1.7-2.3	2.0
	2次	0.20 (5.0Hz)	0.196 (5.11Hz)	2.0~3.0	3.2
	3次	—	0.138 (7.23Hz)	—	1.5
	4次	—	0.104 (9.59Hz)	—	1.8
EW (X)	1次	1.82~1.96 (0.51~0.55Hz)	1.84 (0.54Hz)	1.7-2.5	2.0
	2次	0.32 (3.1Hz)	0.325 (3.08Hz)	1.6-2.0	2.0
	3次	—	0.194 (5.15Hz)	—	3.0
	4次	0.13 (7.45Hz)	0.15 (6.81Hz)	2.2	2.2
ねじれ	1次	1.37 (0.73Hz)	1.36 (0.74Hz)	約5.2	—

表-2 固有周期と減衰定数

5.3. 実験結果

起振機実験で得た共振曲線を図-12に、固有モードを図-13に、また、固有周期と減衰定数を表-2に実験値として示す。なお、共振曲線の縦軸は単位起振力(1.0 ton.f)に換算した応答加速度である。

実験で免震装置に生じる相対変位量は数mm、加速度振幅は20 gal程度である。この振動レベルでは積層ゴムは初期剛性が若干高くなり、積層ゴムをみの場合は強震

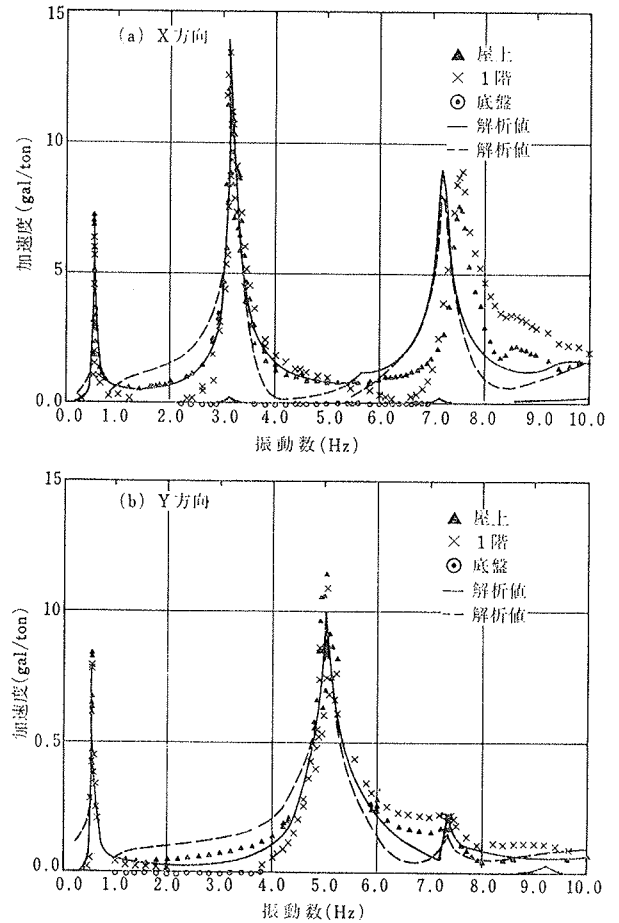


図-12 1階加振による共振曲線

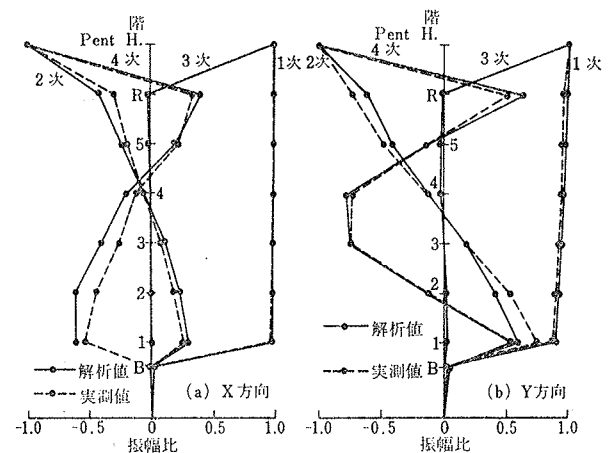


図-13 固有モード

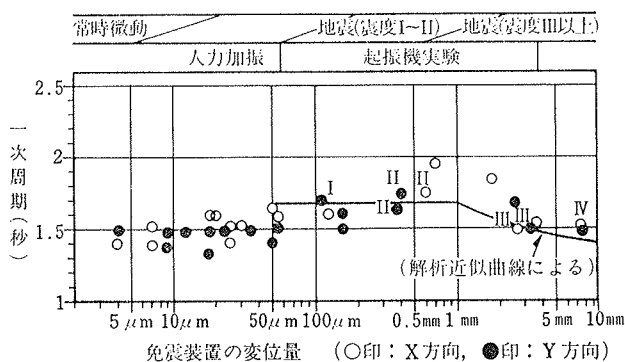


図-14 1次周期と免震装置の変位量

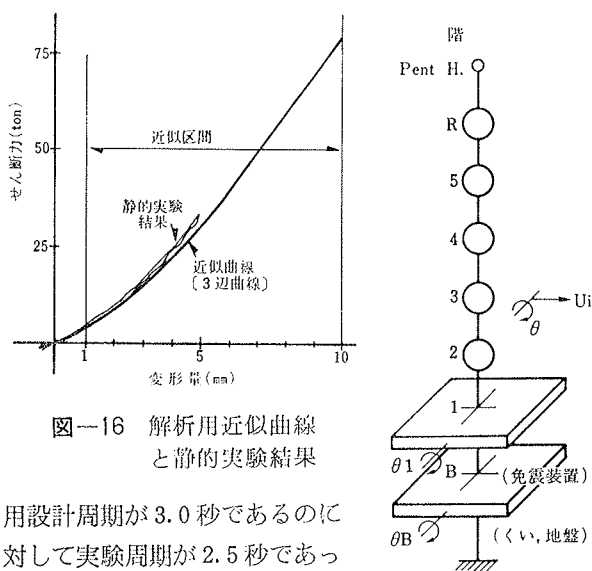


図-16 解析用近似曲線と静的実験結果

用設計周期が3.0秒であるのに対して実験周期が2.5秒であった。鋼棒ダンパーのある状態では鋼棒の初期剛性が加わりさらに短周期になるが、設計周期が約1.3秒に対して実験周期が表-2に示すとおり1.8秒前後であった。鋼棒ダンパーには球面軸受けと鋼棒との隙間(±0.5mm)があることを考慮すると小さい振動量で周期が変わるものと予想される。そこで、起振機実験のデータばかりでなく常時微動、地震の観測データも含めて1次周期と変位量との関係調べると図-14のようになる。この結果、変位量0.7mm付近を最大周期にして10mm付近で1.4秒程度になり、10mmを超えると静的実験値(図-11(b))のように設計周期1.3secに対応する。なお、この1次周期の変動による高次周期への影響は無視できる程に少ない。

ねじれ周期は、2台の起振機の加振方向を180度ずらして実施した結果、積層ゴムのみの場合が2.0秒、鋼棒ダンパーのある場合が表-2に示すように1.37秒である。解析的には上部構造が剛体として得られる値に対応する。

建物の底盤を水平加振したときの振動伝達率特性は、図-15に底盤測点、1階とR階測点の共振曲線を示すが、約1Hz(1秒)で1階とR階の振動量が小さくなり始め、

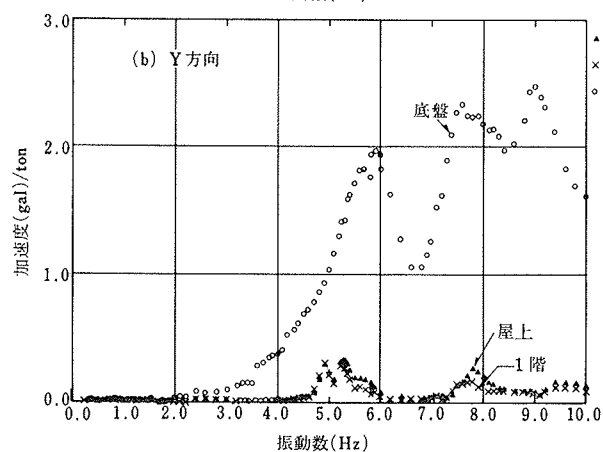
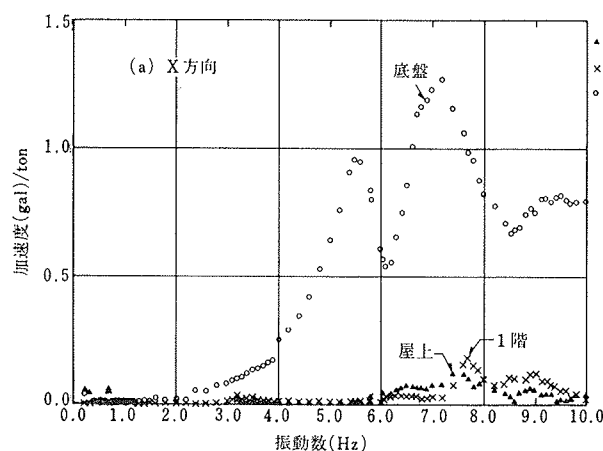


図-15 底盤加振による共振曲線

	NS方向		EW方向	
	スエイ	ロッキング	スエイ	ロッキング
1階(免震装置)	測定値 95.0%	1.0%以下	88.0%	1.0%以下
	解析値 96.8%	0.046%	90.4%	0.09%
底盤(くい地盤)	測定値 1.5%	1.0%以下	1.5%	1.0%以下
	解析値 1.7%	0.01%	1.6%	0.007%

表-3 ロッキング・スエイ振動量(%)

2Hzより高い振動数側で著しい低減効果が生じている。

5.4. 解析結果

免震装置の荷重～変位曲線は静的実験結果に基づき図-16に示す特性で近似した。この曲線に基づく1次周期と免震装置の変位量との関係は、図-14に実線で示す。

振動解析モデルは図-17に示すように建物のせん断水平変形、底盤と1階のロッキング変形を考慮した10自由度系である。解析は共振曲線に関して主に行ない、減衰定数が主なパラメータである。

免震装置のロッキングと底盤のロッキング量は、表-3に実験値と解析値を比較して示す。両者とも、量的に極めて小さいことなどから、この免震建物では底盤および積層ゴムの鉛直剛性が十分高いといえる。また、ペントハウスは質量的には各階の質量に比べて小さいものの、

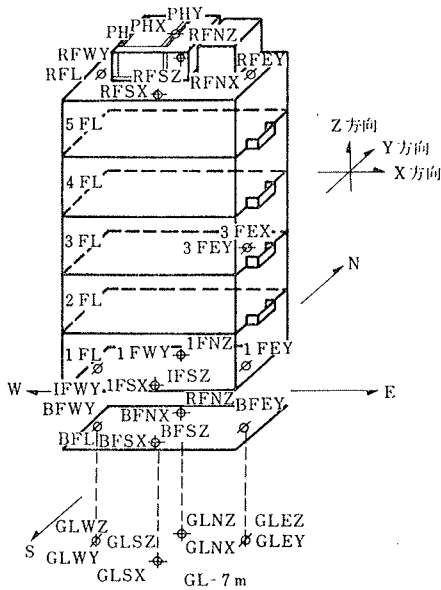


図-18 地震観測点

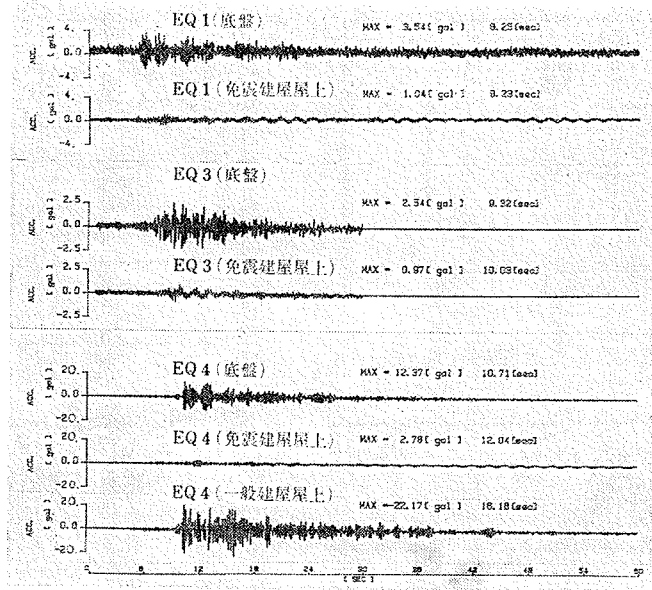


図-20 観測波例(X方向)

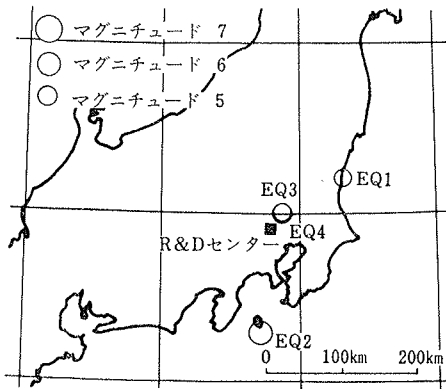


図-19 地震震央位置

2次・3次固有モードに強く影響しているので解析上無視できないことなどが明らかになった。

6. 地震観測

6.1. 地震観測の目的

当免震建物の積層ゴム、減衰装置、上部建物で構成されたそのトータル・システムとしての挙動を把握し、検証するための実測データの収集を目的として竣工直後より地震観測を行なっている。

6.2. 地震観測システム

地震観測点の概要を図-18に示す。その観測システムは風観測も兼ねているが、61成分の観測信号を20秒間の遅延装置を介したデジタル集録方式で、内部に定時時刻補正機能付時計を組込んだ自動観測システムによって行なっている。

6.3. 観測記録

昭和61年8月の観測開始以来、既に21回の地震の記録

地震番号	発生時刻	震央地名	緯度	経度	M	震央距離	震源距離	深度	震害規模	最大加速度 (gal)			
										基礎X方向	基礎Y方向	屋上X方向	屋上Y方向
EQ1	1986.09.20 12.02	茨城県中部湾岸沖	36°29'	140°37'	5.2	124.12	135.36	54	II	3.54	3.19	1.08	0.94
EQ2	1986.11.22 09.41	伊豆大島近海	34°35'	139°28'	6.1	133.58	139.16	39	III	5.00	4.37	6.44	6.26
EQ3	1987.02.22 05.39	埼玉・千葉県境	36°03'	139°47'	4.4	39.69	92.58	85	I	2.54	3.73	0.97	0.88
EQ4	1987.04.10 19.59	茨城県南西部	36°08'	139°52'	5.1	48.60	74.91	57	III	12.37	13.17	2.78	2.73

表-4 地震リスト

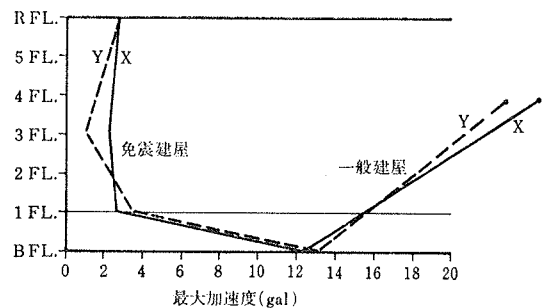


図-21 最大加速度分布図(EQ4)

が採取されており、その大部分が地動数 gal~十数 gal の地震記録であった。その代表的な観測例を地震リスト(表-4)に、その震央位置を図-19に示す。この観測波形を図-20に示す。但し、EQ2の観測波形は、6.4節の解析結果に併記して示している。

EQ4の茨城県南西部を震源とする地震観測記録については、同敷地内の一般建物(当技術研究所本館・RC造3階建)の屋上における観測波と免震建物の場合を比較したものを併せて示した。又、この地震時の加速度分布を一般建物の観測値と比較して図-21に示す。免震建物内部では、ほぼ加速度一様分布で層間変形の少ないこと

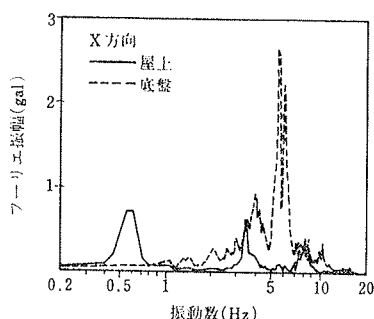


図-22 フーリエ振幅比較 (EQ 4)

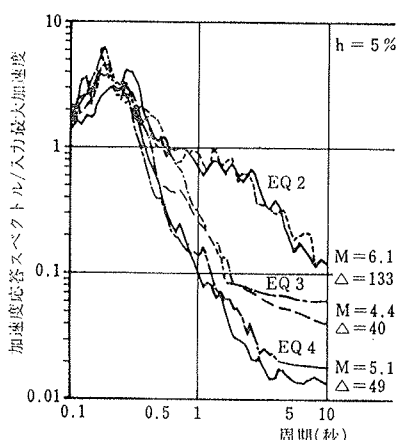


図-23 応答倍率スペクトルの比較

約 1/8 に低減されている。フーリエ周波数分析で比較すると図-22に示すとおり、底盤で卓越する約 6 Hz の振幅成分が免震建物では取り除かれている。

観測地震動の性質は、図-23に個々の地震の入力加速度最大値に対する加速度応答スペクトルを示すが、やや長周期のスペクトル値が観測波の種類によりかなり異なる。この点をより普遍性を持って検証するため、底盤で観測された18ケースの地震波を用いて、速度応答スペクトルをマグニチュードMと震源距離Xで説明した一般的な式(1)による回帰分析を行なった。

$$\text{Log}(S_v) = a(T) + b(T) \cdot \text{Log}(X) + c(T) \dots\dots(1)$$

この結果を図-24に示すが、係数 a と b は地震のMとXが大きくなる程、やや長周期成分が若干大きくなる一般的な傾向を示している。従って、固有周期1~3秒の免震周期を対象にした場合、M、Xの大きい地震ではスペクトルが大きくなるが、Xの小さい近距離地震ではスペクトル値が若干小さくなり、応答的に有利である。

さらに、この傾向を免震建屋実測応答値を用いて検証を行なった。底盤の最大加速度をAとし、底盤に対する建物加速度応答の比率をRとして、地震のマグニチュードMと震央距離dで回帰分析を行なった。その結果は次のとおりであった。

$$\text{Log}(R) = 0.350 M + 0.273 \text{Log}(d) - 2.744 \dots\dots(2)$$

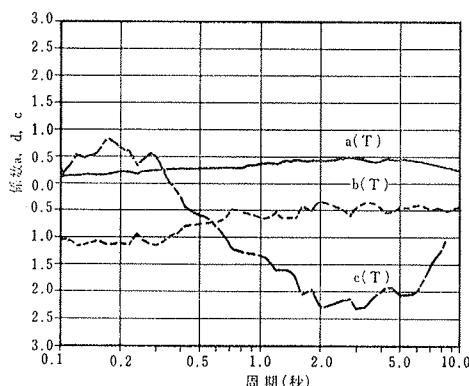


図-24 底盤速度応答スペクトル (h=5%) における回帰係数 a(T), b(T), c(T)

を示している。

この地震は、比較的免震効果の良い方に入る例であるが、免震建物屋上において、加速度レベルで底盤の約1/5、一般建物と比較した場合、

$$\text{Log}(A) = 0.521 M - 1.371 \text{Log}(d) + 0.481 \dots\dots(3)$$

式(2)は、M及びdが大きくなると免震効果が低減することを意味しており、この傾向は地震動特性のM及びdによる長周期成分の一般的な傾向と符合するものである。式(2)のRに式(3)のAを乗じた免震建物地震応答期待値ラインと実測結果(記入数値)の比較を図-25に示す。但し、免震装置には大変形時に、鋼棒ダンパーなどの減衰機構が作動し、大きな減衰効果を持つため、微小地震から推定した図-25の100 gal期待値ライン(点線)は実際の場合はそれより右上あがりの地動最大加速度式[(3)]の値にほぼ収れんするものと考えられる。

6.4. 解析例

表-4の伊豆大島近海を震源とする地震(EQ 2)について、免震建物応答加速度波形のシミュレーション解析を行なった結果を図-26に示す。この解析では免震機構のバネ特性として、5.3.節の静的加力試験による積層ゴムと鋼棒ダンパーの復元力特性結果(図-16)を3次式で関数近似した結果より求められる非線形バネ特性を用いている。この非線形性は立上り剛性付近において大きく、今回の解析が比較的小地震であるにもかかわらず、

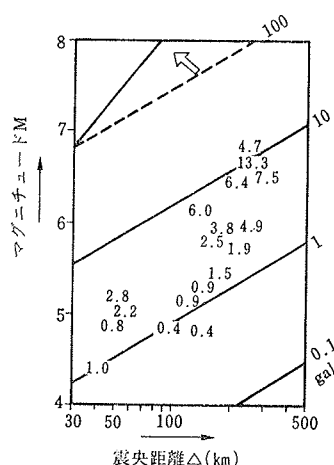


図-25 応答期待値と実測値

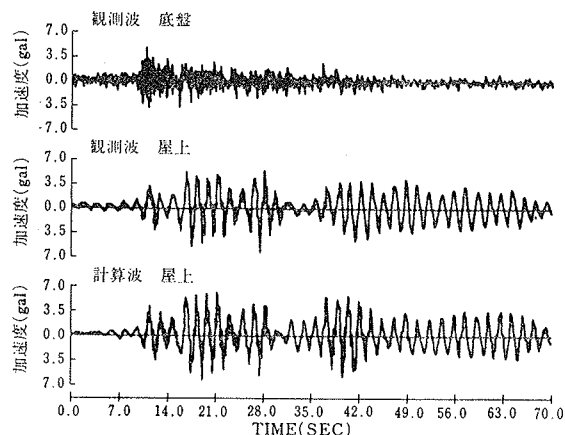


図-26 EQ 2 (X方向) のシミュレーション結果

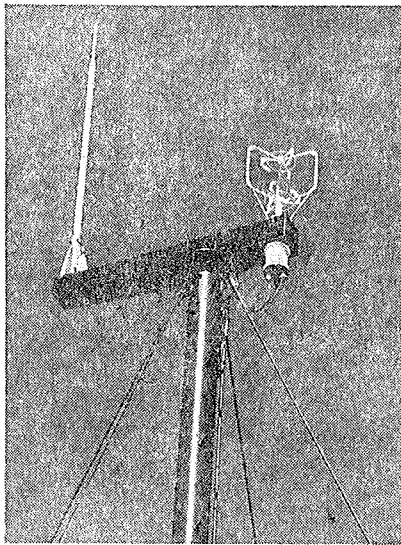


写真-5 超音波風速計
(地上 35 m 高さ)

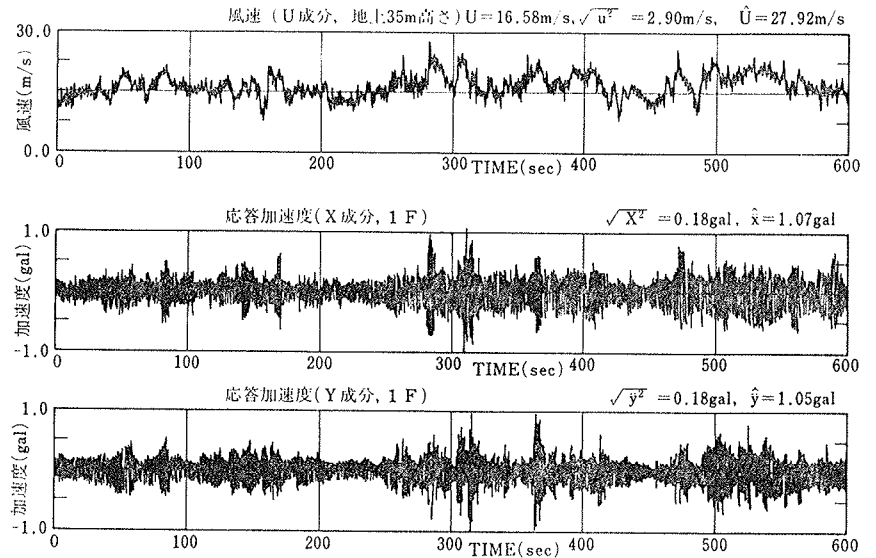


図-28 風速と建物の加速度の観測例 (記録 R 8, 1987. 4. 21, 20:00~20:10)

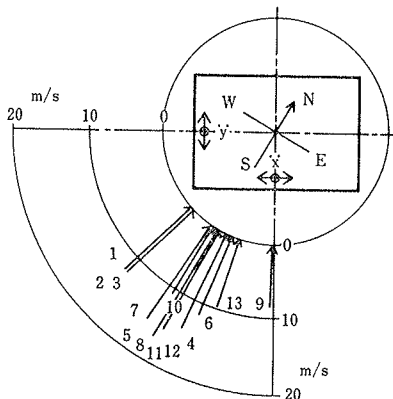


図-27 風向・風速記録
(1987. 2~1987. 4)

この非線形特性を考慮することによって免震建物の観測記録に見られる時刻30秒付近の特異な現象波形及び初動部と後続部の微妙な応答の周期変化がシミュレートされ得るものであった。

7. 風観測

7.1. 観測の目的

この構造方式は従来の建物と比べて固有振動周期が長くなるので、風の作用に対して敏感になり日常的に船酔い現象などが発生するのではないかと心配があった。そこで強風時に建物の挙動を観測し、免震建物の居住性について検討した。本章では2月から4月にかけて観測した風の特性と建物の挙動について記述する。

7.2. 観測方法

風と建物の挙動の測定は、以下により実施した。

(1) 基準風速の測定

基準となる風向と風速は、建物の屋上の避雷針用鉄塔に取付けた超音波風速計(三成分, 海上電機社製, 地上35m高さ, 写真-5)により検出した。

(2) 建物挙動の測定

建物の挙動は、建物各部位に設置した加速度計により

検出できるが、ここでは1階で観測したEWとNSの2成分について解析した。

(3) 観測体制とデータの記録

風速計や加速度計の出力は、地

震風観測システムによりデジタル記録される。地震風観測システムには、強風時観測用に風速設定ダイヤルと毎正時のon/offスイッチおよび観測時間設定ダイヤルが用意されているので、事前に設定しておくことで無人観測も可能である。データのサンプリング間隔は、0.1秒または0.05秒の一方を選択することができる。本件では、サンプリング間隔0.1秒、平均時間10分間とした。

7.3. 観測結果

7.3.1. 記録 図-27には、建物に対する風向と主風向風速の関係を示す。ほとんどのデータは、南寄りの風である。

観測期間中の最大風速は、昭和62年4月21日20:00~20:10による主風向成分 $\bar{U}=16.6\text{m/s}$, 最大瞬間風速 $\hat{U}=27.9\text{m/s}$ (評価時間0.1秒)であった。この時の最大応答加速度は、X方向, Y方向共に約1galである。

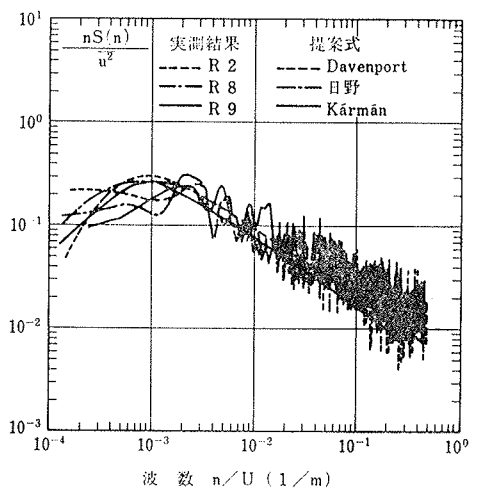


図-29 主風向風速成分のスペクトル

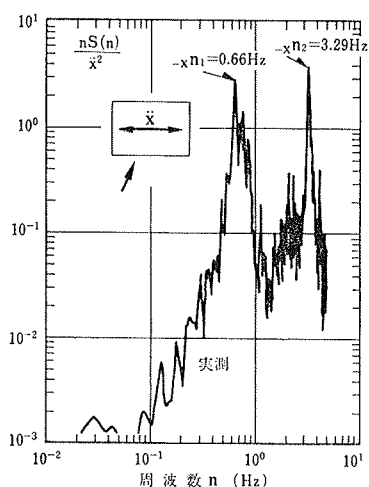


図-30 X方向の加速度スペクトル
(記録 R 8, 1987. 4. 21)

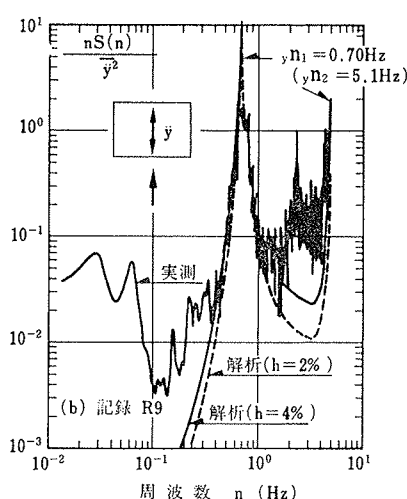
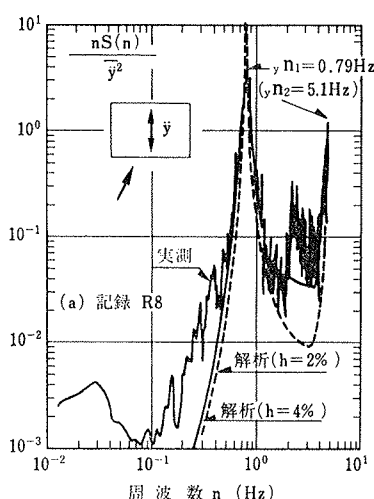


図-31 Y方向の応答加速度スペクトル

図-28は、この時の波形を示す。

7.3.2. 風のスペクトル 図-29は、主風向成分の無次元スペクトル $(nS(n)/\bar{U}^2)$ を示す。スペクトルの計算は、FFT法による。図中には、Davenport, 日野, Kármán などのスペクトルも示した。実測結果はスペクトルピークが明確でないが、Kármán のスペクトルピークは低周波数側にある。高周波数側の減少傾向は、いずれのスペクトルとも実測結果と良い対応にある。

7.3.3. 応答加速度のスペクトル 図-30にX方向の加速度スペクトルを示す。この結果から建物の振動数を読むと、一次固有振動数は $x_{n1} = 0.66$ Hz, 二次固有振動数は $x_{n2} = 3.29$ Hz である。振動実験から求めた固有振動数 ($x_{n1} = 0.51 \sim 0.55$ Hz, $x_{n2} = 3.10$ Hz) に比べると、わずかであるが高くなっている。

図-31に、Y方向の加速度スペクトルを示す。記録 R 8 と R 9 では、一次固有振動数に違いがみられ、R 8 では $y_{n1} = 0.79$ Hz, R 9 では $y_{n1} = 0.70$ Hz である。これは、風の強さ (R 8: $U = 16.6$ m/s, R 9: $U = 8.36$ m/s) の影響による建物の特性 (荷重にたいする剛性の非線形性) が現われるものと、考えられる。二次固有振動数は、スペクトルから読み取ることができなかったため、解析結果を示した。

7.4. 応答解析

風の乱れによる風方向の振動応答解析は、建物を6質点系にモデル化して二次振動までを考慮し、これにパフエッティング理論を適用して実施した。以下に、解析の仮定を示す。

(風の条件)

- 平均風速の鉛直分布: $\bar{U} = \bar{U}_0 (Z/Z_0)^{1/n}$, $1/n = 1/4$
- 地表面粗度係数: $\sqrt{\bar{u}^2} = \sqrt{6\kappa} \bar{U} (Z/Z_0)^{1/n}$, $\kappa = 0.01$
- 風速のスペクトル: Davenport の式⁹⁾

$$\text{周波数相関: } R(z, z', l, l', n) = \exp(-k_z n |z - z'| / \bar{U}) \cdot \exp(-k_l n |l - l'| / \bar{U})$$

風力係数: $C = 1.2$

(建物の条件)

建物の規模や重量分布、固有振動数などについては実測結果を参照したが、Y方向の二次固有振動数は、解析結果を採用した。建物の減衰定数は、表-2によると、 $h = 2\%$ であるが、 $h = 2\%$ と 4% の場合について解析してスペクトルを比較すると、 4% とした結果が 2% の場合よりも実測結果に良く対応した。そこで、減衰定数を 4% とし、風速と応答加速度の関係を求めると、図-32となる。実測では、ほとんどの記録が振動方向に対してある角度を有しているため、解析と実測を単純に比較することはできないが、応答加速度の値には大きな違いはない。

7.5. 居住性の評価

建物の揺れによる居住者の反応を評価するものに ISO 6897 があり、低周波水平振動 ($0.06 \sim 1$ Hz) に対する構造物 (建築物, 海洋構造物) の許容限界が示されている。これによると、振動周波数 $0.6 \sim 1$ Hz に対しては、平均的知覚域は実効加速度 (加速度の標準偏差) で $1.5 \sim 1.7$ gal 前後、敏感が人の知覚域は $0.35 \sim 0.4$ gal 前後となっており、今回の観測ではこのレベルを超えていなかった。また、日本建築学会・構造標準委員会・耐震設計小委員会がまとめた評価曲線 (試案)⁷⁾ によっても無感覚の範疇であった。

8. 結論

(1) ハイテク R & D センター免震ビルの耐震設計は地震時の入力低減を計り、かつ、やや長周期が卓越する入力に対しても強震応答を抑えることを目標にして検討し、免震周期を3秒、減衰定数を10%に設定した。この

結果, 建物のベースシア係数を在来建物の場合に比べて25%小さい0.15で設計することができた。

(2) 免震装置の性能確認実験は積層ゴムと鋼棒ダンパーの荷重〜たわみ曲線を設計最大変位の1.5倍まで実施し免震装置の安全性を確認するとともに, 建物完成後には積層ゴムのみの状態と, 鋼棒ダンパーのある状態について静的加力実験および起振機を用いた強制振動実験を行ない, 免震装置と建物全体の固有周期固有モードなどを実測し, 設計仕様を満足するものであることを確認した。

(3) 地震観測は竣工以来実施し東京震度Ⅲのものを含み多くのデータを得たが, その中から代表的な4記録波を示し, 顕著な免震効果が見られることを示した。

(4) 防振性能は底盤を起振機で正弦波加振する振動実験データから数 Hz 以上の振動数域で顕著な防振効果が得られることを示した。

(5) 風観測では最大瞬間風速 27.9 m/sec での建物の揺れが居住者に対して無感覚の範疇にあることが分かった。

(6) 以上の実験及び観測結果を免震装置と底盤のロッキングとスウェイ, 上部建物のせん断変形を考慮して多質点系で解析し対応をみたが, 免震装置と底盤のロッキングの影響は小さく, 本建物は解析上, これらの鉛直剛性を無視しても支障ないことが分かった。

(7) 以上の結果, 本建物は設計で予測した動特性を示すことがほぼ確認され, 強震時の免震性能と小振動時の防振性能, また, 強風時の居住性を確保していることが明らかになった。

参考文献

- 1) 武田, 岡田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その1), 一積層ゴムと PC 鋼棒を用いた免震装置一, 大林組技術研究所報, No. 30, (1985), pp. 66~75
- 2) 武田, 岡田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その2), 一実大免震装置の力学的特性一, 大林組技術研究所報, No. 36, (1988), pp. 78~82
- 3) 武田, 岡田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その1: 全体計画, その2: 静的実験, その3: 動的基本特性, その4: 地震応答実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), (昭和59.10), pp. 1007~1014

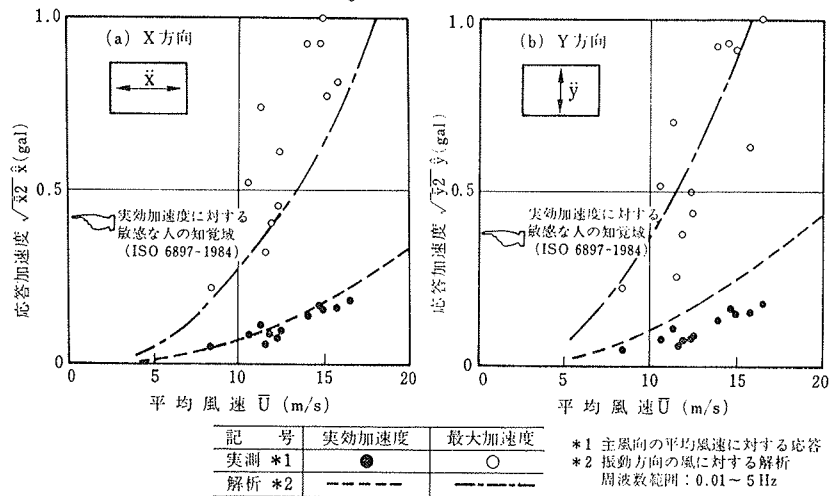


図-32 平均風速と応答加速度の関係 (R1~R13)

- 4) 武田, 岡田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その5: 実大積層ゴムの静的実験, その6: 実大ダンパーの静的実験, その7: S造模型構造物の野外地震観測, その8: 免震装置の1質点系モデルによる検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), (昭和60.10), pp. 483~490
- 5) 武田, 岡田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その9: 実大積層ゴムの静的実験-2, その10: 実大積層ゴムの動的実験, その11: 実大ダンパーの動的実験, その12: 免震動物のオンライン地震応答実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), (昭和61.8), pp. 803~810
- 6) 武田, 岡田, 他: 構造物の免震に関する研究 (その13: 実大免震建物の概要と静的実験, その14: 実大免震建物の強制振動実験, その15: 実大建物の地震観測, その16: 実大免震建物の風観測), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関西), (昭和62.10.), pp. 759~766
- 7) 構造標準委員会, 耐震設計資料小委員会「長周期振動に対する人間の感応, 作業・行動性, および什器類の挙動」, 建築雑誌, Vol. 90, No. 1092, (昭和50), 建物の耐震設計資料63
- 8) ISO 6897-1984: "Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0.063 to 1 Hz)"
- 9) A. G. Davenport: "The dependence of wind loads on meteorological parameters", W.E.B.S., (1976), pp. 19~82