

免震構造の開発研究

—東北大学構内免震実験建屋の実証試験結果について—

渡 辺 弘 之
(技術研究所)
林 章 二
(技術研究所)
猿 田 正 明
(技術研究所)
田 村 和 夫
(大崎研究室)

§ 1. はじめに

免震構造は避震構造ともいわれ、古くから様々なアイデアが提案されている。また、実際の構造物に適用された例も散見されるが、いずれも大地震に対する免震効果については確認されないまま現在に至っている。近年、高性能の大型積層ゴムが開発されるとともに、にわかには免震構法に対する技術が注目されるようになってきた。積層ゴムは構造物を十分に支持し、かつ水平方向に大変形性能を有する優れた免震部品である。したがって、大地震時の地震力の低減のほか、外乱振動や常時の微小な振動に対する防振対策等、幅広い応用が考えられている。

海外においては、ニュージーランドのクレイトンビルやアメリカの州裁判所などの一般建築物に、またフランスのクールアス発電所、南アフリカのケーベルク発電所のような原子力施設にもすでに適用されている。わが国においても、メーカーや建設各社において自社の建物の一部に免震構造を適用し、実用化に向けた研究開発が進められている。当社においても、本格的免震構造建築物実現のための実証データ収集を目的として、東北大学構内に免震実証実験建屋を建設した。本報告は、同免震実験建屋にかかわる種々の実証試験の結果をまとめたものである。

§ 2. 免震実証試験

2.1 免震実証実験建屋の概要

免震実証実験建屋の外観を写真-1に示す。実験建屋は免震効果を確認するため、同規模の建屋(RC造3階建、ラーメン構造、外壁ALC板仕上げ)を2棟配し、そのうちの1棟を免震構造、他棟を在来の構造とした。

免震実験建屋の免震装置には、図-1に示す定格積載荷重50ton{490,000N}の積層ゴム(ブリヂストン社製)

6個と、表-1に示した2種類のオイルダンパー(カヤバ工業製)を並列に組み合わせて使用している。図-



写真-1 免震実証実験建屋 (左: 在来構造, 右: 免震構造)

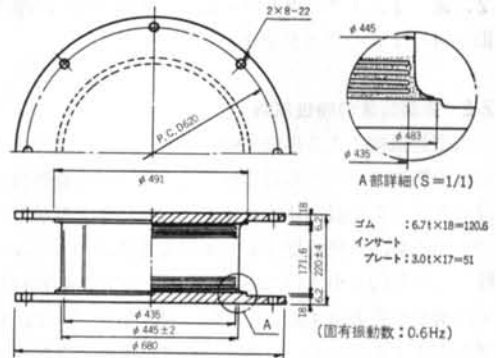


図-1 50 ton{490,000 N}積層ゴムの諸元

	タイプ1	タイプ2
形 式	OD50400-EE-1	BD70-400
減衰タイプ	速度比例型	
最大変位	±200mm	
最大速度	60cm/sec	100cm/sec
減衰係数 (等価)	27kg・sec/cm {264.6N・sec/cm}	125kg・sec/cm {1225N・sec/cm}
台 数	X方向 4台 Y方向 4台	X方向 2台 Y方向 2台

表-1 免震実験建屋に組み込むオイルダンパーの仕様

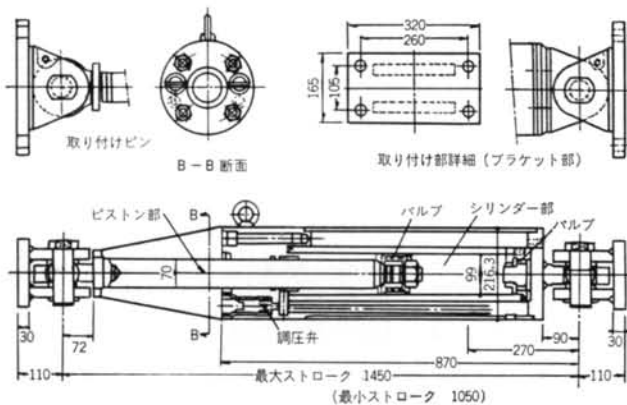


図-2 オイルダンパーの概要 (タイプ2, BD70-400)

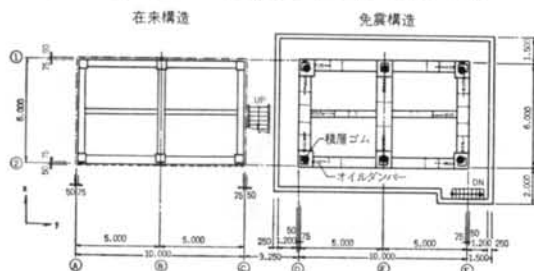


図-3 オイルダンパー, 積層ゴムの配置

2, 図-3にオイルダンパーおよび実験建屋への装置の取り付け配置の概要を示す。

2.2 免震装置の特性試験

大型起振機による振動試験や日常頻繁に発生する中小地震の観測データから得られる免震建屋の振動特性は、建屋を含めた免震全体システムの基本特性を反映したものであるが、試験の振幅レベルは大地震時のレベルに比較して相対的に小さいため、このデータから免震建屋の耐震安全性を実証することは難しい。したがって、積層ゴムとオイルダンパー単体について、大地震を想定した変形域に対応する特性試験を実施し、それら個々の特性およびばらつき等の資料を得た。

2.2.1 積層ゴム単体の静的加力試験

積層ゴムの大变形域までの水平ばね定数と減衰性能、および個々の特性のばらつきを求めめるため、実験建屋に組み込む積層ゴム6体と予備の積層ゴム2体、計8体を2体ずつ組にし、静的加力試験を実施した。試験の手順としては、まず積層ゴムの定格鉛直荷重50tonを載荷した後、積層ゴムの水平方向許容変形±200mmを5回交番加力し、荷重-変形の履歴曲線を求めた。図-4に加力試験結果の一部を示す。これらの結果をもとに、最小二

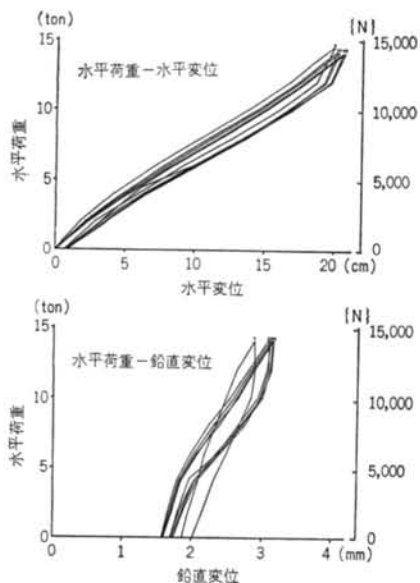


図-4 積層ゴムの静的加力試験における荷重-変形曲線

試験名	水平ばね定数 (kg/cm{N/m})	鉛直ばね定数 (kg/cm{MN/m})	備考
BIS 1, 2	650.3{637, 294}	654,000{640.92}	鉛直荷重50ton {490,000N}
BIS 3, 4	618.6{606, 228}	518,000{507.64}	
BIS 5, 6	623.5{611, 030}	579,000{567.42}	
BIS 7, 8	629.4{616, 812}	576,000{564.48}	装置自重のみ
	627.0{614, 460}		

表-2 免震実験建屋に組み込む積層ゴムの水平、鉛直ばね定数(2本の平均値)

乗法を用いて直線回帰し、水平方向の等価ばね定数を各積層ゴム毎(2体の平均値として)に推定した。また、参考までに鉛直方向のばね定数についても、50ton{490,000N}載荷過程の履歴曲線を最小二乗法によって直線回帰し求めた。これらの結果を表-2に示す。

2.2.2 オイルダンパーの特性試験

建物の免震装置のエネルギー吸収機構にオイルダンパーを使用する場合、これまでの鉄道車両や機械等の用途に比較し大型化する。特に、大地震時の免震装置部の相対変位応答を考慮すれば、オイルダンパーは最大ストローク±200~300mm, 最大速度80~100cm/secといった機械的な性能を必要とする。また、それを組み込む免震建屋としては、10~20%程度の減衰特性を与える必要がある。さらに、対象が地震であることを考慮すればオイルダンパーが作動する頻度は少ないものの、発生時には確

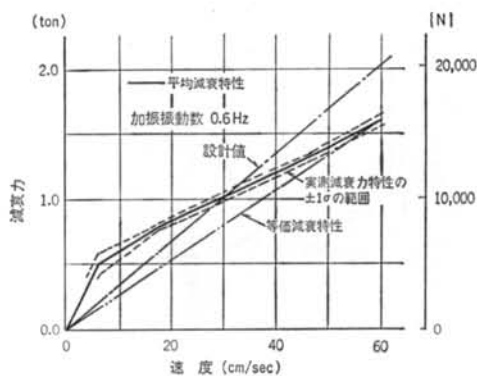


図-5 オイルダンパーの減衰力特性 (タイプ1)

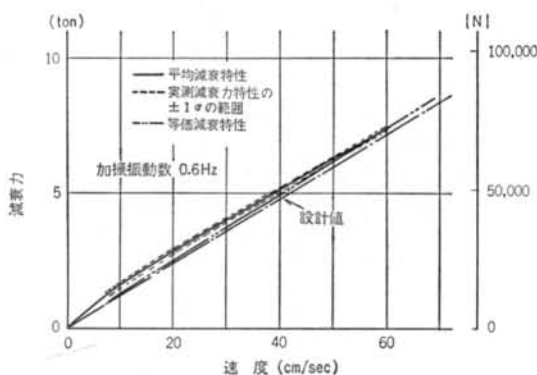


図-6 オイルダンパーの減衰力特性 (タイプ2)

実に作動し性能を発揮する必要がある。したがって、免震建屋において上記性能を満たす大型のオイルダンパーを新しく製作した。これらに対し大変形、大速度域における基本性能を把握するため、20ton {196,000 N} アクチュエータを用いて室内動的加力試験を実施した。試験内容は以下のとおりである。

- (i) 大変形域での減衰力特性試験
- (ii) 正弦波繰り返し加力試験
- (iii) 斜め加力による作動試験

(1) 減衰力特性試験

図-5、図-6は、表-1の2種類のオイルダンパーに対する減衰力特性を示したものである。同図は、加振振動数を設計で想定した免震振動数に相当する0.6Hz一定とし、変位振幅を20~170mm(6段階: 20, 50, 75, 100, 125, 150, 170mm)まで変化させた場合の速度振幅換算値を横軸とし、それに対応する減衰力値を縦軸に表わしたものである。ここに、図中の太い実線は減衰力特性の平均値を、破線はダンパー個々の特性のばらつき $\pm 1\sigma$ (標準偏差)、1点鎖線は速度60cm/secにおける値と原点とを結ぶ直線として設計等価減衰特性(設計時に設定した等価減衰特性)を示している。2点鎖線は減

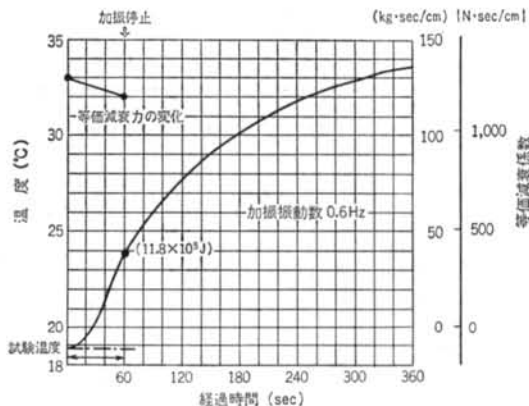


図-7 正弦波繰り返し試験による温度上昇と減衰力の低下 (タイプ2)

衰特性試験から決定した等価減衰力特性である。ダンパー1の試験から得られた等価減衰力特性は、設計時に設定した $34\text{kg}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ { $333\text{N}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ }に比較し幾分低めの結果となっている。しかし、両ダンパーとも個々の減衰力のばらつきは比較的小さい。

(2) 正弦波繰り返し加力試験

オイルダンパーは地震時のエネルギーを吸収するが、その反面シリンダー内の油温を上昇させ、減衰力特性に支障をきたすことがある。ときには、温度上昇によりダンパーが過熱し、内部のシーリング類が損傷することも考えられる。もし、地震時にこのような現象が発生すれば、設定した減衰が期待できなくなり、応答はきわめて大きくなる。それゆえ、大地震を想定し加振振動数0.6Hzの正弦波により1分間の繰り返し(36波)加力試験を行なって、エネルギー吸収の観点から特性を調べた。

その結果を図-7に示すが、等価減衰力には1分間の加振後も大きな変化が見られないことが分かる。図中の()内の値は、ダンパー1本が1分間の試験において吸収したエネルギーの総量である。ここで、地震時においてオイルダンパーが吸収するエネルギー総量と今回の試験から求めたエネルギー総量の関係から、オイルダンパーの温度上昇に対する安全性を評価してみる。免震建屋を1質点にモデル化し、装置の総減衰係数を $401\text{kg}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ { $3,930\text{N}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ } (全オイルダンパーの粘性減衰係数+積層ゴムの等価粘性減衰係数)として、代表的な三つの地震波、エルセントロ1940NS、タフト1952EW、十勝沖八戸港湾1968NSをそれぞれ最大速度振幅が50cm/secになるように規準化したものに対する応答解析を行なって、オイルダンパーが吸収するべきエネルギーを求めた。表-3に試験と解析結果の吸収エネルギー量を比較して示すが、明らかに正弦波繰り返し試験で吸収した

	ELCENTRO 1940NS	TAFT 1952EW	HACHINOHE 1968NS
累積エネルギー 吸収量の総和	2.52	5.41	1.87
ダンパー1本当 たりの累積エネ ルギー吸収量			
タイプ 1	0.17	0.22	0.13
タイプ 2	0.77	1.03	0.56
繰り返し試験に おける累積エネ ルギー吸収量			
タイプ 1		2.5	
タイプ 2		11.8	

エネルギー吸収量: $E = \pi C \omega a^2 n \times 9.8 (\times 15^2 J)$

(ここに, C: 粘性減衰係数, ω : 加振角振動数,

a: 変位振幅, n: 繰り返し加力回数)

積層ゴムの減衰定数: 2%

免震実験建屋の重量: 300 ton [2.94MN]

免震振動数: 0.6 Hz

表-3 オイルダンパーのエネルギー吸収量の比較

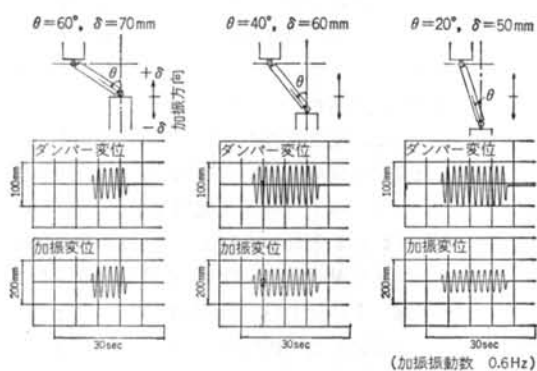


図-8 オイルダンパーの斜め加力に対する作動試験

試 験	在来構造		免震構造			
	X	Y	ダンパー 有り		ダンパー 無し	
・強制振動試験						
加振モーメント	○	○				
4kg・m			○			○
10			○			○
20			○			○
50			○			○
100			○			○
200			○	○		○

表-4 振動試験実施内容

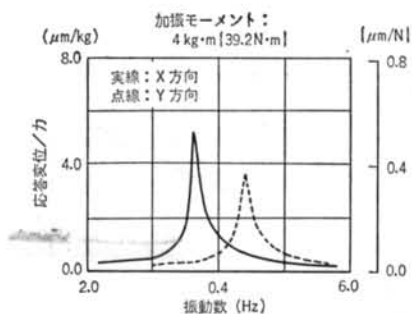


図-9 在来構造建屋の共振曲線

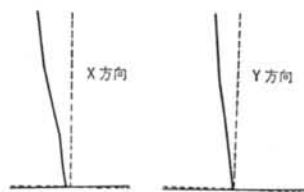


図-10 在来構造建屋の一次振動モード

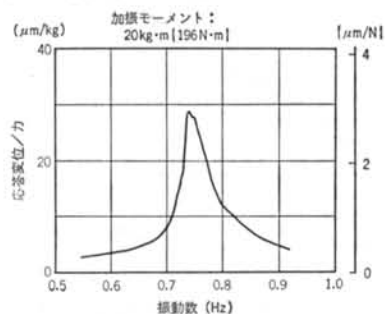


図-11 免震実験建屋の共振曲線(オイルダンパー装備前)

エネルギーの総和の方が, 地震応答解析によって得られたエネルギーの総和を上回っていることが分かる。このことから, オイルダンパーは大地震時においても十分安定した減衰特性を発揮するものと考えられる。

(3) 斜め加力による作動試験

実地震時には, 免震建屋は平面的に複雑な運動をすることが予想される。このため, 2方向のオイルダンパーも複雑に動くことが考えられる。したがって, オイルダンパーの斜め方向加力試験を行なって, その変形追従性を確認した。図-8に加力角度 20°, 40°, 60° の3ケースの試験結果を示すが, 同図によればオイルダンパーは加力振幅の方向余弦に相当する振幅で正常に作動しており, 免震建屋の平面的な動きにも追従することが確認された。

2.3 免震実験建屋の現地実証試験

2.3.1 起振機による強制振動試験

免震実証実験建屋全体システムの振動特性値を把握す

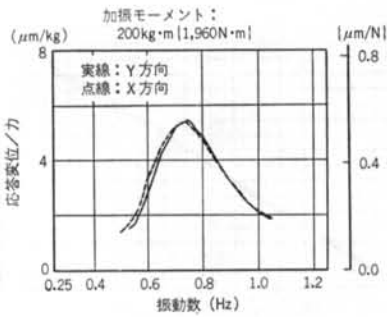


図-12 免震実験建屋の共振曲線（オイルダンパー装備後）

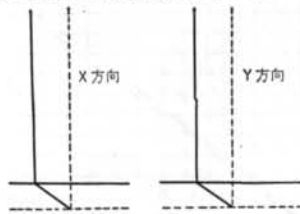


図-13 免震実験建屋の一次振動モード

建屋	方向	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
在来構造	X	3.633	1.6
	Y	4.386	1.4
免震構造*	Y	0.737	2.3
免震構造	X	0.722	16.0
	Y	0.731	15.0

* オイルダンパー装備前

表-5 両建屋の振動特性値の比較

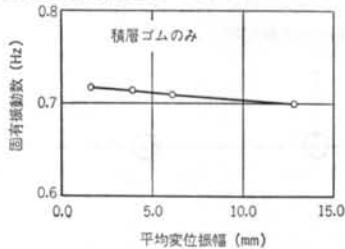


図-14(a) 自由振動試験の変位振幅レベルと固有振動数の関係

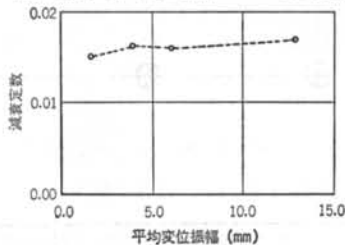


図-14(b) 自由振動試験の変位振幅レベルと減衰定数の関係
る目的で、現地において大型起振機を用いて強制振動試験を実施した。表-4に強制振動試験の実施内容を示すが、特に免震実験建屋に対しては積層ゴムおよびオイル

加振モーメント (kg·m)	平均振幅 (mm)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
200	12.8	0.70	1.7
100	6.1	0.71	1.6
50	3.9	0.71	1.6
20	1.6	0.72	1.5

表-6 自由振動試験から求めた固有振動数と減衰定数

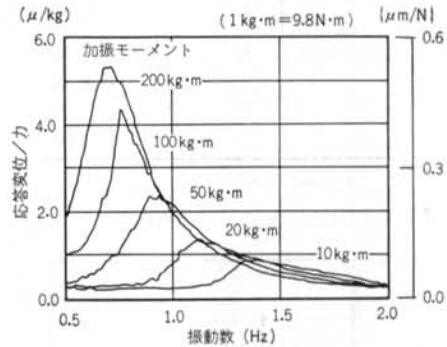


図-15 加振モーメントを5段階変化させたときの免震実験建屋の共振曲線の推移（オイルダンパー装備後）

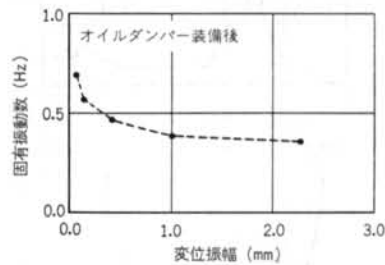


図-16 共振曲線から推定した固有振動数の振幅依存性

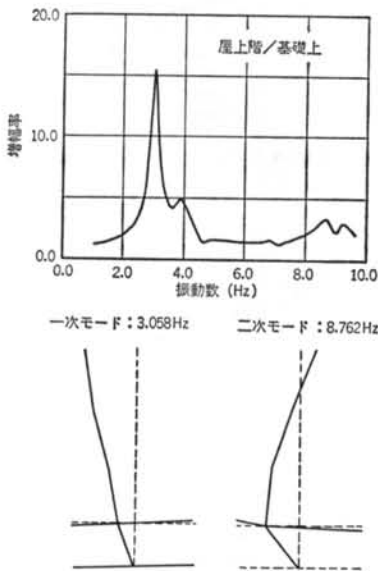
ダンパーの減衰効果を評価するため、積層ゴム6個による単独支承時とオイルダンパー装備時の2通りについて振動試験を行なった。図-9、図-10に在来構造建屋に対する共振曲線と振動モードを、図-11に免震建屋オイルダンパー装備前（積層ゴム単独支承）の共振曲線を、図-12、図-13にオイルダンパー装備後の共振曲線と振動モードを示す。これらの結果より固有振動数と減衰定数を求め、表-5に整理する。また、積層ゴムの小振幅域での特性の変化を調べるため、免震実験建屋を積層ゴム単独支承状態で、起振機急停止による自由振動試験を振幅レベルを変化させて実施した。図-14に、自由振動波形から求めた固有振動数、減衰定数を平均振幅値との関係で示す。同図によると、固有振動数は自由振動波形の平均振幅値が低くなるに従い、多少高くなる振幅依存性の傾向が見られるものの、減衰定数に対してはほとんどその傾向は認められない。

図-15はオイルダンパー装備後、加振モーメントを5段階変化させたときの共振曲線の推移を示したものであるが、加振モーメントが小さくなるに従い共振振動数は

建屋	方向	次数	固有振動数 (Hz)
在来構造	X	1	4.02
	Y	1	5.11
免震構造*	X	1	0.72
	Y	1	0.72
免震構造	X	1	3.06
		2	8.76
	Y	1	3.79
		2	9.14

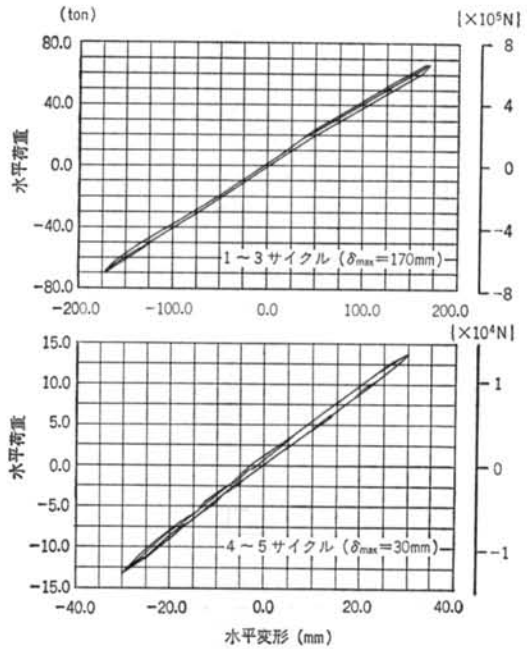
*) オイルダンパー装備前

表一七 常時微動から推定した固有振動数



図一七 常時微動試験による免震実験建屋の伝達関数と振動モード (オイルダンパー装備後)

高くなる傾向にあり、微小振幅域においてはオイルダンパーの振幅依存性が認められる。同結果を、共振時の変位振幅と固有振動数の関係で図一六に示す。表一七は、さらに振幅レベルの低い常時微動試験から求めた免震建屋の一次および二次の固有振動数を示したものである。固有振動数と対応する振動モードは図一七に示すが、強制振動試験のそれに比較し異なっている。すなわち、一次の固有振動数はX方向が3.06Hz、Y方向が3.79Hzと強制振動試験結果より大幅に高い。一次のモード形状に注目すると、建屋上階ほど振幅は大きくなる傾向が見られことから、微動レベルのごく振幅の小さい振動に対して、オイルダンパーは剛性を高める作用があるようである。二次については、モード形状から推定する限り積層ゴム部がロッキングを呈しているようである。

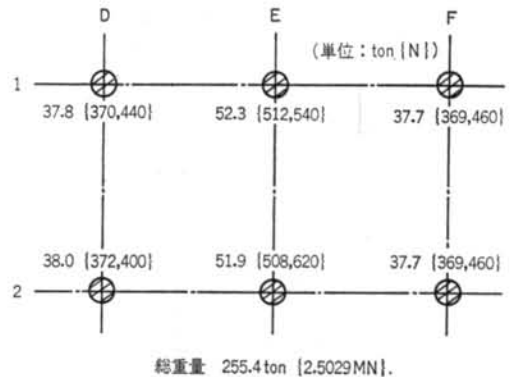


図一八 免震実験建屋の静的加力試験結果

変形 (mm)	等価剛性 (ton/cm)	等価粘性減衰定数 (%)
30.2	3.83	1.24
170.1	4.33	1.67

(ton/cm(0.98MN/m))

表一八 静的加力試験から求めた免震実験建屋の等価剛性と等価粘性減衰定数



図一九 免震建屋の積層ゴムの荷重分布

水平変位 (mm)	等価剛性 (ton/cm)	固有振動数 (Hz)
30.2	4.33	0.65
170.1	3.83	0.61

(ton/cm(0.98MN/m))

表一九 静的加力試験から推定した免震実験建屋の固有振動数

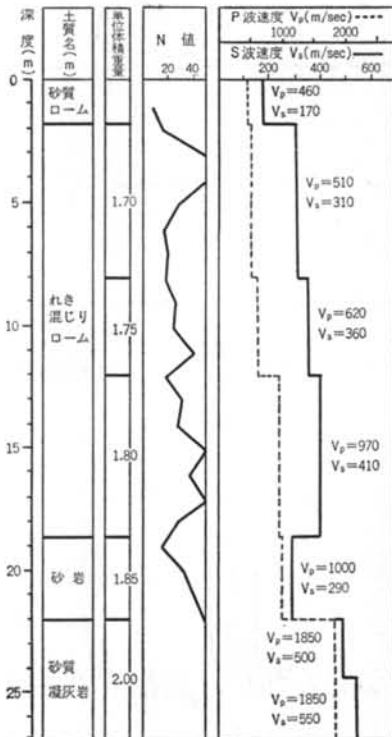
積層ゴム単体の 室内加力試験	免震実証実験建屋(Y方向)			
	静的加力試験		強制振動試験	
3.78 (200)	3.83 (170)	4.33 (30)	5.04 (12.8)	5.33 (1.6)
1.8	1.2~1.7		1.5~1.7	

(ton/cm(0.98MN/m))

上段: 剛性(ton/cm), ()内: 変位レベル(mm)

下段: 減衰定数(%)

表一10 各種特性試験から推定した免震実験建屋の水平剛性と減衰定数



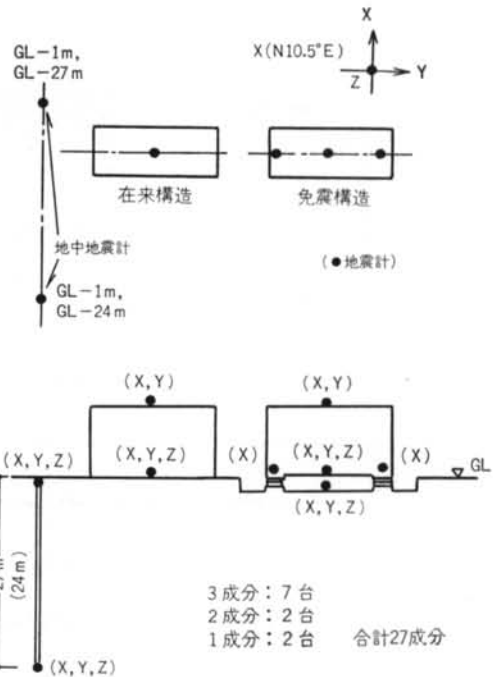
図一20 敷地地盤の土質柱状図, 弾性波探査結果

2.3.2 免震実験建屋の静的水平加力試験

積層ゴム個々については室内試験を実施し, 荷重—変形特性, 等価粘性減衰定数等を把握している。ここでは, 免震実験建屋全体システム(積層ゴム6個分)に対する静的加力試験を通して,

- ・大変形時における免震システムの荷重—変形特性の把握
- ・室内試験から得られた積層ゴム単体のばね定数, 等価粘性減衰定数の重ね合わせの妥当性の検証
- ・設備配管系の機能維持(変形追従性)確認
- ・オイルダンパーの作動(特に直行方向ダンパーに対する)確認

を行なった。図一18に免震実験建屋に対する変形120mm



図一21 地震計の配置

3サイクル, 30mm 2サイクル静的交番加力時の荷重—変形履歴特性曲線を, また同曲線より等価ばね定数および等価粘性減衰定数を求め, 表一8に示す。一方, 免震実験建屋の鉛直荷重の計測結果によれば, 積層ゴム個々にかかる荷重分布は図一19のように得られており, 総重量255.4 ton {2.503 MN}である。この重量と履歴曲線から得られた等価ばね定数より免震実験建屋の固有振動数を計算し, 表一9に示す。オイルダンパー, 設備配管系については±170mmの大変形に対しても追従し, 十分な機能を発揮することが確認された。

§ 3. 実証試験結果の総合的検討

積層ゴム単体の室内特性試験から推定した免震建屋の等価剛性および減衰定数と, 現地の実証試験から得られた値を比較し, 表一10に示す。同表によれば, 両者の水平剛性はほぼ一致しており, 単体試験結果の重ね合わせの可能なことが確認された。同様に, 各試験結果から得られた減衰についても比較的よく対応していることが分かる。しかし, 変形レベルが小さい範囲(30~1.6mm)の剛性は, 大変形域に比較し15~40%高めの値となっている。

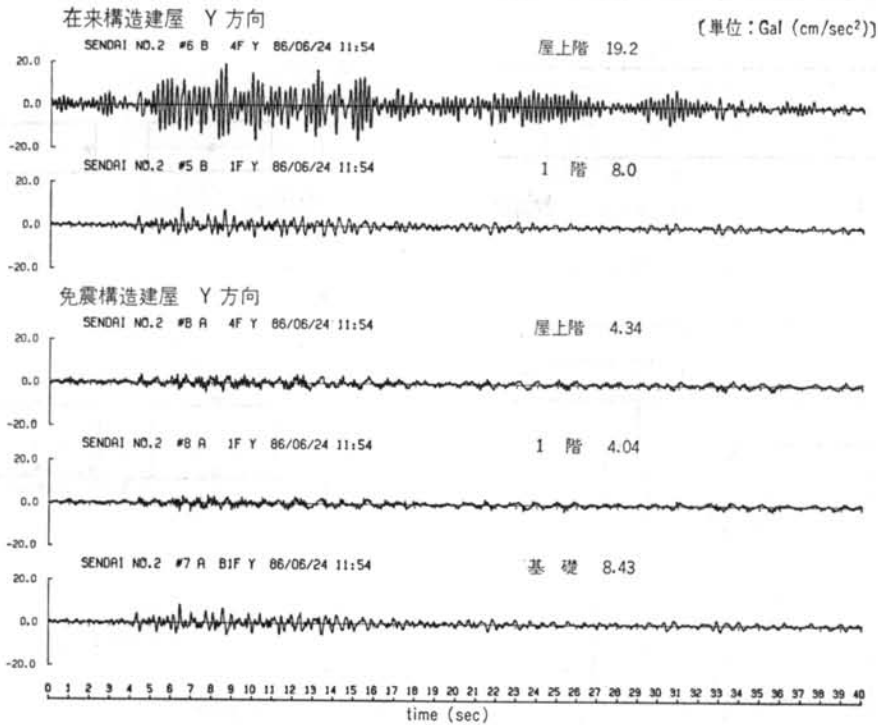


図-22 地震観測波形 (1986.06.24, 11:54 房総半島南東沖, 仙台震度II)

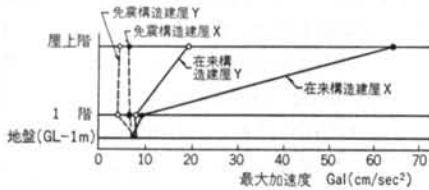


図-23 最大加速度の分布

§ 4. 地震観測の概要

地震時における免震建屋の挙動には地盤の特性が大きく影響する。そのため、地震観測に当たり敷地地盤においてボーリング調査、弾性波試験を実施した。図-20に地盤の土質柱状図と弾性波試験結果を示す。その結果によれば、敷地地盤は表層を除き約GL-25m以浅でS波速度300~400m/secのれき混じりローム、-25m以深は軟質岩盤層となっており、第2種地盤と判定される。

現在、実地震時の免震建屋の性能を確認するため、免震建屋と在来構造建屋および地盤の各系列に、図-21に示すように計27成分の地震計を配置し、地震観測を継続中である。これまでに6個の地震が観測されているが、そのなかから昭和61年6月24日11時54分に発生した房総半島南東沖地震(東京震度VI, 仙台震度II)の結果を報告する。

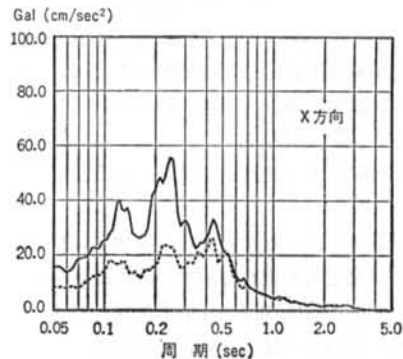
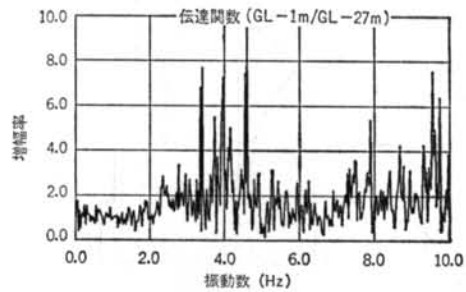


図-24 地震波から得られた敷地地盤の伝達関数と地表面の地震波の加速度応答スペクトル (X方向, $h=0.05$)

図-22は免震、在来構造実験建屋の代表的な観測点のY方向の加速度記録波形を、図-23はこの地震に対する最大加速度値の分布を示したものである。同図を見ると免震建屋1階の加速度は在来構造建屋の1階よりも20～50%程度低くなっており、免震建屋の屋上階（R階）では在来構造建屋の屋上階に対して1/4～1/10程度の値になっている。また、在来構造建屋では1階に対して屋上階が大きく、特にX方向で10倍程度に増幅されている。

これに対し、免震建屋では建物内での増幅はほとんど見られない。また、免震建屋の1階両端部X方向の加速度波形から推定する限り、平面的なねじれ応答はほとんど生じていない。在来構造建屋の増幅特性が大きい原因については検討中であるが、地震波から求めた表層地盤の伝達関数と加速度応答スペクトル（図-24）および在来構造建屋の常時微動試験の結果をみる限り、地盤の卓越振動数と建屋X方向の固有振動数がきわめて接近しており、共振現象を呈しているものと推定される。なお、地震観測にかかわる詳細な解析は、後日あらためて報告することにする。

§ 5. おわりに

室内試験や現地における実証試験を通し、免震装置および免震実験建屋の基本特性を把握することができた。その結果、室内試験から推定した免震建屋の基本特性は現地の実証試験の特性とよく対応することが分かった。また、比較的小さな地震に対する観測結果ではあるが、免震構造の地震に対する有効性が確認された。しかし、本試験建屋のような積層ゴムを用いた周期伸長方式の免震構造は、地震動に含まれるやや長周期成分に対する応答の問題を無視できない。今後は地道に地震観測を継続し、入力地震動の特性と免震建屋の応答性状について検討して行くつもりである。

おわりに、本研究は当社と東北大学との共同研究である。研究推進に当たり、同大学工学部建築学科和泉教授より格別のご指導をいただき、心から感謝する次第である。また、本免震実証実験建屋の建設・研究にご協力いただいた、同大学および和泉研究室、当社東北支店の諸氏、さらに技術開発部の須賀川部長を始めとする免震プロジェクトメンバーに心から謝意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) 山原 浩：“環境保全のための防振設計” 彰国社（昭和49年）
- 2) 和泉正哲：“免震構造の歴史、現状および今後の展望” ビルディングレター No.197（1985年）
- 3) 林 章二、松本洋一：“免震装置部品である積層ゴムの基本特性に影響を与える要因の検討” 日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）

