

## 鉄筋コンクリート造免震構造物の振動台実験

菊地 優 (大崎研究室)	James M. Kelly (Univ. of Calif., Berkeley)
猿田 正明 (技術研究所)	Ian D. Aiken (Univ. of Calif., Berkeley)
田村 和夫 (大崎研究室)	Peter W. Clark (Univ. of Calif., Berkeley)

## § 1. はじめに

免震構造はここ十年くらい前より急激に社会的関心を集めるようになり、日本、米国、その他の海外諸国においても免震建物の建設実績が増えつつある。これらの免震建物については、中小地震に対しては地震観測結果から免震構造の有効性が確認されているが、実用化されてから日が浅いためはまだ大地震を経験していない。本研究はこのような現状を踏まえて、今後免震構造物をさらに普及させる上で必要とされる大地震時の安全性と設計法の妥当性を確認し、さらに終局時までの免震構造物の挙動を明らかにすることを目的とし、清水建設と米国カリフォルニア大学パークレー校との共同研究として行なわれたものである。本研究では、実在する3階建鉄筋コンクリート造免震建物の縮小モデルを製作し、同校付属の地震工学センター (Earthquake Engineering Research Center) の大型振動台上で地震を再現することにより、免震構造物の挙動および破壊に至るメカニズムを検証した。ここでは、その概要について報告する。

## § 2. 実験概要

## 2.1 対象免震構造物の概要

建物試験体は、実在する3階建鉄筋コンクリート造免震建物 (写真-1)<sup>1)</sup> を長さのスケールにして1/2.5に縮



写真-1 免震構造実証試験建屋

小したものである。本実験で対象とした建物は、東北大学構内に建設された免震構造実証試験建屋 (在来構法1棟、免震構法1棟) のうちの免震構法建物である。上部構造の構造設計は、在来構法の建物として通常の設計がなされたもので、特に設計用地震力の低減は行なわれていない。上部構造は、最上階柱頭部と最下階柱脚部を除いて梁降伏先行型として設計されている。また、免震装置の交換が可能となっており、既に以下に示す3タイプの免震装置が設置され、実証データが得られている。

- ① 積層ゴム+オイルダンパー<sup>1)</sup>
- ② 高減衰積層ゴム (ブリヂストン製)<sup>2)</sup>
- ③ 高減衰積層ゴム (MRPRA 製)<sup>3)</sup>

本研究ではこのうち、②、③の免震装置に鉛入り積層ゴム (オイレス工業製) を加えた3種類の免震装置を実験対象にしている。

## 2.2 試験体の概要

縮小した試験体の形状を図-1に、また基準階の部材断面 (2F~RF 共通) を図-2に示す。縮小スケール1/2.5は、使用する振動台の最大積載重量 (約60ton) を考慮して、可能な限り実在建物に近い試験体を製作するという意図から決定されたものである。表-1に、本研究で適用した相似則について示す。ここで示した相似則は、実在建物で使用されている積層ゴムと本試験体で使用する積層ゴムとで面圧が等しくなるように設定されている。使用した材料の強度および断面積、配筋については、相似則から得られる柱梁部材の曲げ耐力に極力近くなるように設定した。表-2に試験体に使用した材料の強度を示す。加振と直交方向の梁 (図-1のG1, G3)、および各階の床スラブについては付加重量を積載する都合上、断面および耐力を割り増している (相似則から得られる試験体の必要重量は40.8tonであるが、1/2.5に縮小された試験体の躯体重量は14.9tonであり、必要重量を満たすためにさらに25.9tonの鉛を付加重量として加えた)。特に、床スラブは付加重量を支持するため相

似則に従った形状の縮小は行なわず、厚さ10cm、主筋は上端下端とも #3-@100 とした。したがって、加振方向の梁(図-1の G2)の剛性および耐力が、床スラブの寄与によって相似則から得られる値よりも大きくなるのが懸念されたため、梁と床スラブの縁は各層とも切り、さらに加振と直交方向の梁(G1, G3)の上に絶縁材およびシアークー(異形鉄筋 #3-@200)を介して支持されている。したがって、床スラブはG1, G3の上にピン支持される状態になり、付加重量および床スラブ自重はG1, G3の梁を介して直接各階の柱に伝達されるディテールとなっている。梁主筋端部は上端、下端ともに接合部内で下へ折り曲げて定着させている。コンクリートの打設は各階2度に分けて打ち、柱梁接合部内における打継ぎを避けるため、各層梁上端 20cm の柱で打継いだ。

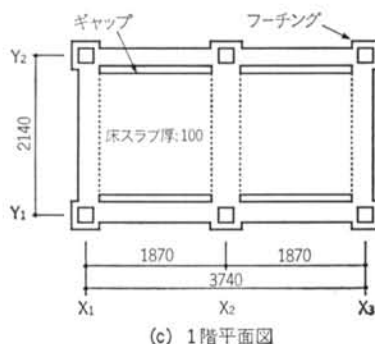
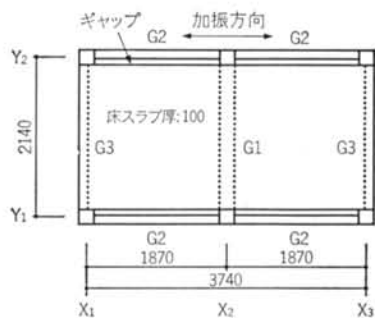
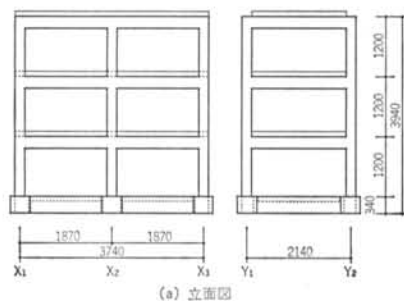


図-1 試験体の形状

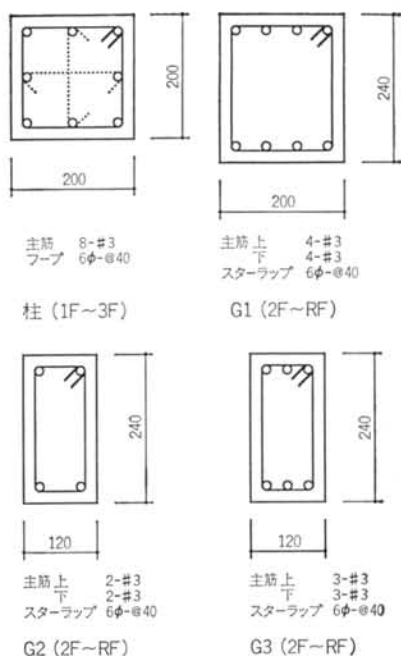


図-2 基準階部材断面

基本相似則	
長さ	$L_m = \frac{1}{\lambda} L_p$
時間	$T_m = \frac{1}{\kappa} T_p$
単位面積質量	$\rho_m = \frac{1}{\rho} \rho_p$
相似則 ( $\rho=1, \kappa=\sqrt{\lambda}$ )	
質量	$m_m = \frac{1}{\lambda^2} m_p$
重量	$W_m = \frac{1}{\lambda^2} W_p$
加速度	$\alpha_m = \alpha_p$
速度	$V_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} V_p$
変位	$\delta_m = \frac{1}{\lambda} \delta_p$
慣性力	$F_m = \frac{1}{\lambda^2} F_p$
ヤング率	$E_m = E_p$
応力	$\sigma_m = \sigma_p$
ひずみ	$\epsilon_m = \epsilon_p$
ばね定数	$k_m = \frac{1}{\lambda} k_p$
振動数	$f_m = \sqrt{\lambda} f_p$
周期	$T_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} T_p$

(注) 添え字は、 $m$ : 模型、 $p$ : 実物を表わす

表-1 相似則

さらに、柱、梁のコンクリート打設後に別途床スラブのコンクリートを打設した。使用する免震装置は、図-3に示すように高減衰積層ゴム 2 タイプ (Type 1, 3)、鉛入り積層ゴム 1 タイプ (Type 2) の合計 3 タイプである。高減衰積層ゴムはいずれもフランジ固定方式、鉛入り積層ゴムはダボピン方式を採用した。高減衰積層ゴムの形状については、両タイプとも写真-1 に示す実在免震建物に設置されていた積層ゴムを、ほぼ試験体と同じ 1/2.5 のスケールで縮小した。鉛入り積層ゴムの形状については、Type 1 の高減衰積層ゴムの力学的特性 (剛性, 減衰) に極力近い値となるように形状を決定した。

材 料	使 用 箇 所	材料強度*1)
鉄 筋	梁主筋 (基礎のみ) #5, Grade 60	$\sigma_y = 420 \text{ Mpa}$ $\sigma_u = 654 \text{ Mpa}$
	柱, 梁主筋 #3, Grade 40	$\sigma_y = 404 \text{ Mpa}$ $\sigma_u = 581 \text{ Mpa}$
	フープ, スターラップ 6 $\phi$	$\sigma_y = 733 \text{ Mpa}$
コンクリート*2)	基礎	$\sigma_B = 33.9 \text{ Mpa}$
	1F	$\sigma_B = 23.5 \text{ Mpa}$
	2F	$\sigma_B = 22.1 \text{ Mpa}$
	3F	$\sigma_B = 31.0 \text{ Mpa}$

\*1):  $\sigma_y$  は降伏強度,  $\sigma_u$  は破断強度,  $\sigma_B$  は圧縮強度

\*2): コンクリートの強度は材令56日の値

表-2 材料定数

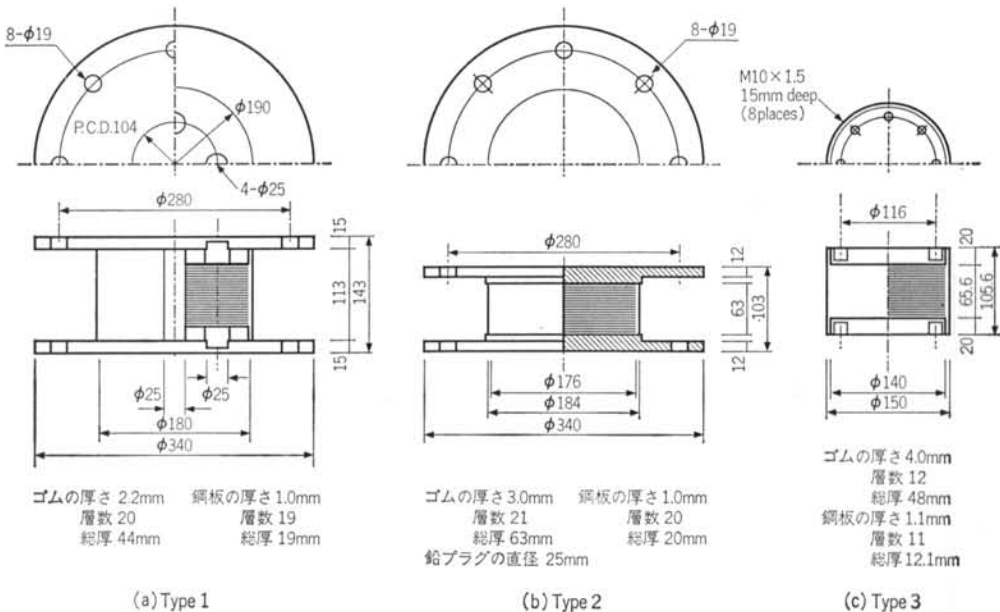


図-3 積層ゴムの形状

### § 3. 積層ゴムの特性試験

#### 3.1 試験方法概要

振動実験に先立ち、使用する積層ゴムの力学的特性を把握する目的で、積層ゴム単体の加力試験を行なった。試験プログラムを表-3 に示す。用意したすべての積層ゴム (Type 1, Type 3 は 15 台, Type 2 は 12 台) について基本特性試験を行なった後、軸力や载荷振動数等をパラメータとした各種の加力試験、さらにせん断や引張りの破断試験を各タイプ 1~2 台について行なった。水平方向加力試験は変位制御、鉛直方向加力試験は荷重制御とし、後述の振動実験で使用使用するロードセルと同一のものを使用して、積層ゴムに作用するせん断力、軸力等を計測した。

#### 3.2 試験結果

試験結果のうち、履歴ループの一例を図-4 に示す。Type 1 はせん断ひずみ 200, 250, 300, 350%, Type 2 は 100, 150, 200%, Type 3 は 100, 150, 200, 250% の正弦波変位波形を入力した場合の履歴ループである。高減衰積層ゴムは両タイプ (Type 1, Type 3) とも、あるひずみレベルを越えると剛性は徐々に増加していくハードニング現象が見られるが、ダボピン方式である鉛入り積層ゴム (Type 2) については、変形が増大すると引張側のゴム端部において浮き上がり (ロールアウト) が生じるために、ハードニング現象は見られない。図-

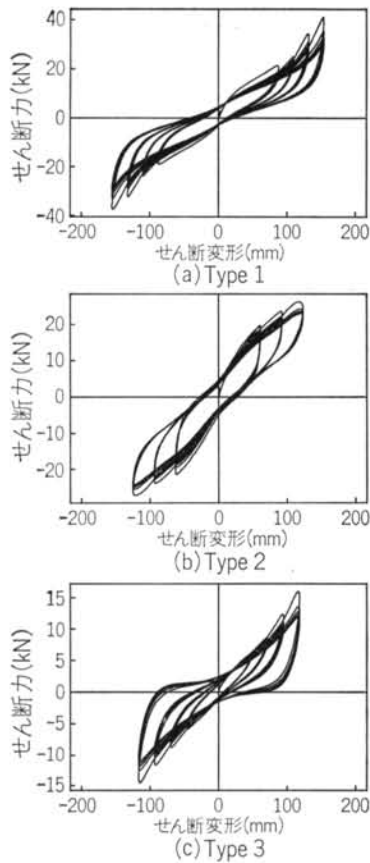


図-4 履歴ループ

5には水平方向のせん断ひずみに対する等価剛性の変化を、また図-6にはせん断ひずみに対する等価粘性減衰定数の変化を示す。ここで、等価剛性  $K_{eq}$ 、等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  は下式により算出した。

$$K_{eq} = \frac{F_{max} - F_{min}}{d_{max} - d_{min}} \quad \dots(1)$$

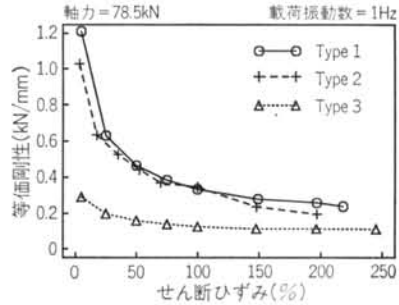


図-5 せん断ひずみに対する等価剛性の変化

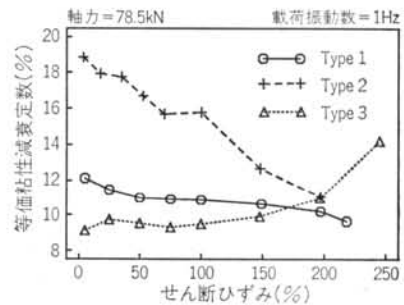


図-6 せん断ひずみに対する等価粘性減衰定数の変化

試験項目	概要
基本特性試験	①鉛直加力試験 ( $P=P_{des} \pm 0.3P_{des}$ , $\gamma=0$ ) ②せん断加力試験 ( $\gamma_{max}=5, 25, 50, 75, 100, 75, 50, 25, 5\%$ ; $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$ ) ただし、 $P_{des}=78.5\text{kN}$ (9体), $P_{des}=49\text{kN}$ (6体) とする
鉛直力変動試験	① $P=P_{des}/2, P_{des}, 2P_{des}$ ; $\gamma_{max}=5, 25, 50, 75, 100\%$ ; $f=1\text{Hz}$ ② $P=0(\gamma=0) \sim P_{des}(\gamma_{max})$ , $P=P_{des}(\gamma=0) \sim 2P_{des}(\gamma_{max})$ ; $\gamma_{max}=5, 25, 50, 75, 100\%$ ; $f=1\text{Hz}$ ③ $P=-P_{des}/20, -P_{des}/10$ ; $\gamma_{max}=5, 25, 50, 75, 100\%$ ; $f=1\text{Hz}$
載荷振動数変動試験	$f=0.1, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0\text{Hz}$ ; $\gamma_{max}=5, 25, 50, 75, 100\%$ ; $P=P_{des}$
水平オフセット試験	① $\gamma_{offset}=50, 100, 150\%$ ; $P=P_{des} \pm 0.3P_{des}$ ② $\gamma_{offset}=50, 100, 150\%$ ; $P=P_{des} \pm P_{des}$
地震応答変位試験	① $V_{max}=25, 50\text{cm/s}$ 相当応答変位波加力, $P=P_{des}$ ② $V_{max}=25, 50\text{cm/s}$ 相当応答変位波加力, $P=-P_{des}/10, 0, P_{des}, 2P_{des}$
大変形試験	① $\gamma_{max}=100, 150, 200, 250\%$ , $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$ ② $\gamma_{max}=200, 250, 300, 350\%$ , $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$ ③ $\gamma=\gamma_{max} \pm \gamma_{max}/4$ , $\gamma_{max}=100, 150, 200, 250\%$ , $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$ ④ $\gamma=\gamma_{max} \pm \gamma_{max}/4$ , $\gamma_{max}=200, 250, 300, 350\%$ , $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$
ランダム加力試験	① $\gamma_{max}=50, 200, 50\%$ ; $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$ ② $\gamma_{max}=200, 50, 200\%$ ; $P=P_{des}$ ; $f=1\text{Hz}$ ③ $\gamma_{min}=0, \gamma_{max}=5, 25, 50, 100, 150, 200\%$ ; $P=P_{des}$ ; $f=0.5, 1\text{Hz}$
破断試験	①せん断試験 ②引張試験

(注)  $P$ : 鉛直方向力,  $\gamma_{max}$ : 正負繰返し加力におけるピークのせん断ひずみ,  $f$ : 載荷振動数

表-3 積層ゴムの要素特性試験

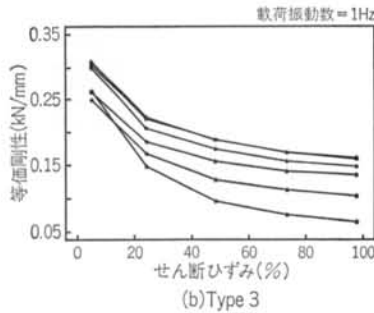
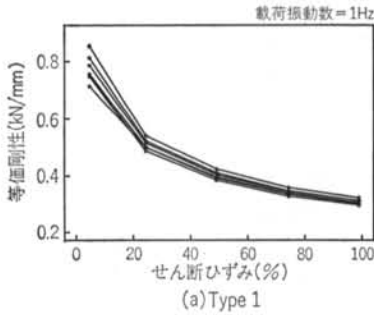
$$h_{eq} = \frac{W_d}{4\pi W_s} \quad \dots\dots(2)$$

$F_{max}$ ,  $F_{min}$  = せん断力の最大, 最小値  
 $d_{max}$ ,  $d_{min}$  = せん断変形の最大, 最小値  
 $W_d$  = ループ面積

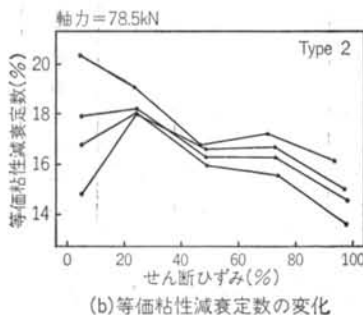
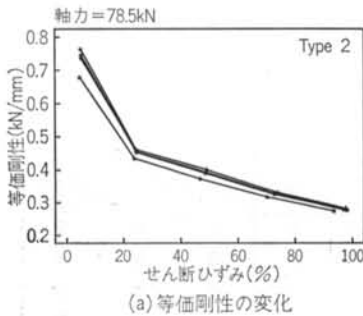
$$W_s = \frac{1}{2} F_{max} d_{max}$$

等価剛性については, Type 1, Type 2 はほぼ同じ値を示すが, Type 3 は他の積層ゴムと比較して低く, 1/3程度の剛性である。減衰定数についてはタイプ毎に傾向が大きく異なり, Type 2 が他と比較して大きな値を示す。Type 1 は各せん断ひずみレベルでほぼ一定の値を示すのに対して, Type 3 はせん断ひずみの増加とともに増加, Type 2 は逆に減少している傾向が見られる。

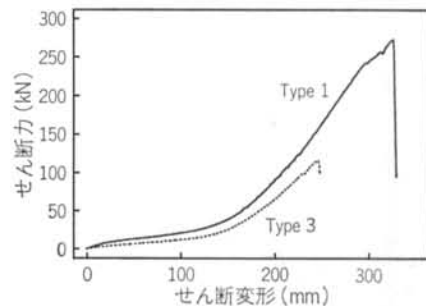
図一7は, Type 1 と Type 3 の等価剛性について, 軸力が 24.5, 39.2, 49.0, 78.5, 98.1, 157kN の場合を重ねて描いている。せん断ひずみ 25~100% の範囲において, Type 1 は軸力の差によって ±5% の剛性変化しか示さないのに対して, Type 3 では ±20% の剛性変化を示し, 軸力の水平剛性に及ぼす影響が大きい。Type 2 は Type 1 とほぼ同じ傾向を示している (Type 2 についての結果は省略)。さらに, 軸力の増加に伴い等価粘性減衰定数は増加する傾向が見られ, 等価剛性に及ぼす影響よりも大きくなっている。特に, Type 3 ではせん断ひずみ 25% において減衰定数が 15% から 21% へ, せん断ひずみ 100% においては減衰定数が 13% から 16% へ変化している。図一8は, 載荷振動数が等価剛性および等価粘性減衰定数に及ぼす影響を示している。載荷振動数を 0.1~2.0Hz の範囲で変化させた結果では, 各タイプとも剛性の変化は少ないが, Type 1, 3 の方が Type 2 よりもやや差が大きい (なお, 図一8は Type 2 を代表させて示している)。減衰定数については, 軸力が及ぼす影響よりも少ない。図一9には Type 1, Type 3 の高減衰積層ゴムのせん断破断試験 (両タイプとも軸力は作用させない場合) の結果を示す。破断時におけるせん断ひずみは, Type 1 で 739%, Type 3 で 510% であった。破断は両タイプともゴム部で生じており, ゴムとプレートとの接着面での破壊は見られず, ゴムとプレートとの接着は良好であった。



図一7 軸力に対する等価剛性の変化



図一8 載荷振動数の影響



図一9 せん断破断試験における荷重-変形関係

## § 4. 振動実験

### 4.1 実験方法概要

図-10に、振動台に設置された試験体の状況を計測装置を含めて示す。試験体は6台の積層ゴムによって支持され、振動台へは積層ゴムに作用するせん断力、軸力等を計測するためのロードセルを介して固定される。また図-11に示すように、上部構造の柱、梁端部には主筋のひずみを計測するためにひずみゲージを貼付している。試験体は鉄筋コンクリート造であるために、中小地震レベルおよび1次、2次設計レベルの入力時（実スケール

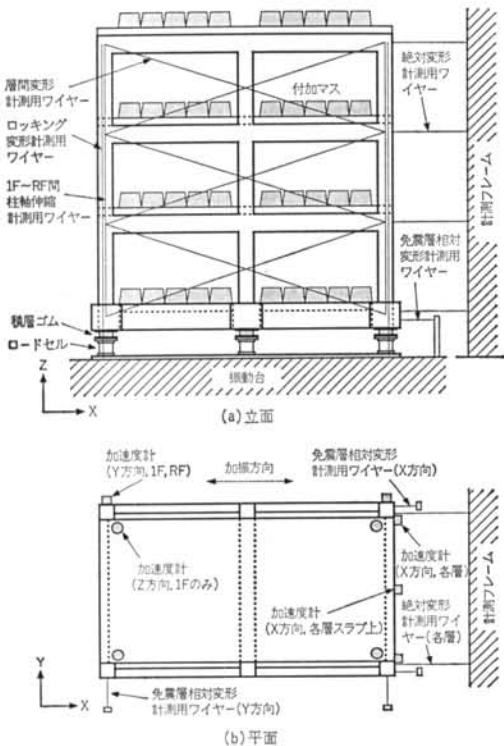
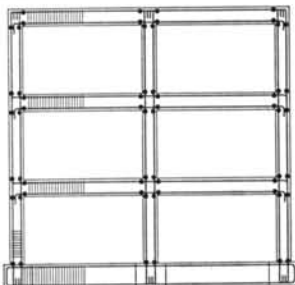


図-10 振動実験状況



●ひずみゲージを示す  
(1F柱脚部はY1, Y2両構面, その他はY1構面のみ)

図-11 ひずみゲージ貼付位置

$V_{max}=25\text{cm/sec}$ ,  $50\text{cm/sec}$  相当) はクラックの発生、進展を防ぐ目的でブレースを取り付けた状態で加振を行ない、各免震装置に対する応答を測定した。ただし、Type 1 の積層ゴムについてはブレースを取り付けた状態での加振実験が終了した後、ブレースを取り外して中小地震レベルから極大地震レベルまでの入力を与えた。表-4に実験に使用した地震波を、また表-5に振動実験プログラムを示す。いずれの地震波も、表-1に示す相似則に従って時間軸を  $1/\sqrt{2.5}$  倍に修正して使用した。

### 4.2 実験結果概要

振動台による加振実験に先立ち、試験体の特性を把握するために、各タイプの積層ゴムを交換した直後に小型

入力地震波	地震名称	観測地点
BIS#33	観測記録	東北大学試験建屋観測記録 (1987年9月24日)
BIS#34	観測記録	東北大学試験建屋観測記録 (1987年10月4日)
El Centro	1940年 Imperial Valley 地震	El Centro 変電所 NS 成分
Hachinohe	1968年 十勝沖地震	八戸港湾 NS 成分
Tohoku Univ.	1978年 宮城県沖地震	東北大学建設系建物1階 EW 成分
ATC-S1	人工地震	ATC によるスペクトルと El Centro の位相をもつ地震波
SCT	1985年 メキシコ地震	SCT (運輸通信省)

表-4 実験に使用した地震波

レベル	入力波形	$V_{max}^*$ (cm/s)	ブレース補強有			ブレース補強無
			積層ゴム: Type 1	積層ゴム: Type 2	積層ゴム: Type 3	積層ゴム: Type 1
1 (中小地震 レベル)	BIS # 33	(10)	●	●	●	●
	BIS # 34	(30)	●	●	●	●
2 (1次設計 レベル)	El Centro	25	●	●	●	●
	Hachinohe	25	●	●	●	●
	Tohoku Univ.	25	●	●	●	●
	ATC-S1	25	●	●	●	●
3 (2次設計 レベル)	El Centro	50	●	●	●	●
	Hachinohe	50	●	●	●	●
	Tohoku Univ.	50	●	●	●	●
4 (極大地震 レベル)	Tohoku Univ.	70	—	—	—	●
	SCT	60	—	—	—	●

(注)\*: 実スケールでの値を示す。( )内は加速度最大値を示す

●: 試験を実施, —: 試験を実施せず

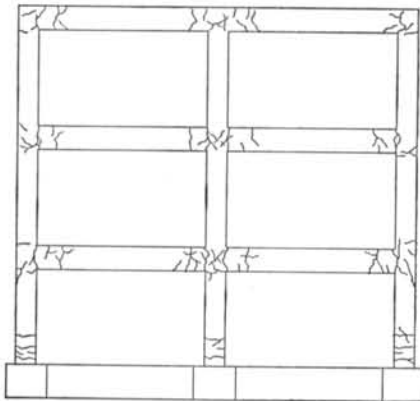
表-5 振動実験プログラム

加振器を用いて固有振動数を測定した結果を表一6に示す。また、表一7に各実験プログラムにおける最大応答値を示す(ただし、低レベル入力時の結果については省略)。1次、2次設計レベルの入力について(RF最大応答加速度/振動台入力最大加速度)の比をとって見ると、Type 1、Type 2の積層ゴムを用いた場合には0.6~1.0、Type 3の積層ゴムを用いた場合には0.3~0.8の範囲にあり、在来構法の建物で一般的に見られる加速度の増幅は見られない。加速度の低減効果については、Type 3の積層ゴムを使用した場合が最も大きい、これは図一5に示したように水平剛性が他の積層ゴムの約1/3と非常に小さいためであり、逆に免震層の層間変形量はType 3が最も大きく、Tohoku Univ.の地震入力を除いて他の積層ゴムの2倍程度になっている。最終破壊実験は、高減衰積層ゴム(Type 1)を使用して、Tohoku Univ.(実スケール  $V_{max}=70\text{cm/sec}$  相当)およびSCT(実スケール  $V_{max}=60.5\text{cm/sec}$  相当)を入力して行った。図一12に、SCTを用いた実験終了後における上部構造の損傷状況を示す。目視による亀裂観察では、2、3階梁端部の損傷が著しく、梁端部に生じた曲げクラックは上端から下端へほぼ貫通している。しかし、免震装置には損傷は見られなかった。このとき、積層ゴムの最大応答せん断ひずみは320%に達しており、

免震装置	1次(Hz)	2次(Hz)
基礎固定*	6.8 (4.5)	19.6 (14.8)
Type 1	3.2	12.6
Type 2	3.5	11.8
Type 3	1.4	10.6

\*): 括弧内はブレース補強を取り外した場合

表一6 固有振動数一覧



図一12 上部構造の損傷状況

(a)積層ゴム: Type 1, ブレース補強有

入力波形	積層ゴム せん断変形 (cm)	ベース シア一 (kN)	振動台加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答倍率 (屋上/ 振動台)
			目標値	応答値	1階	屋上階	
El Centro 25	2.64	73.2	256	316	186	189	0.599
Hachinohe 25	2.46	70.2	168	202	188	186	0.917
Tohoku Univ.25	2.08	62.9	179	176	180	175	0.994
ATC-S1	4.85	103.9	—	432	270	291	0.673
El Centro 50	4.80	106.1	512	504	286	289	0.574
Hachinohe 50	5.41	111.5	336	426	279	294	0.690
Tohoku Univ.50	8.56	164.9	357	450	406	456	1.013

(b)積層ゴム: Type 2, ブレース補強有

入力波形	積層ゴム せん断変形 (cm)	ベース シア一 (kN)	振動台加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答倍率 (屋上/ 振動台)
			目標値	応答値	1階	屋上階	
El Centro 25	1.91	58.8	256	304	167	167	0.548
Hachinohe 25	2.16	62.2	168	202	163	163	0.806
Tohoku Univ.25	3.18	86.9	179	240	274	243	1.012
ATC-S1	3.68	95.1	—	414	267	267	0.645
El Centro 50	3.96	100.1	512	498	289	289	0.581
Hachinohe 50	4.50	109.9	336	412	167	179	0.436
Tohoku Univ.50	7.44	148.3	357	458	439	439	0.959

(c)積層ゴム: Type 3, ブレース補強有

入力波形	積層ゴム せん断変形 (cm)	ベース シア一 (kN)	振動台加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答倍率 (屋上/ 振動台)
			目標値	応答値	1階	屋上階	
El Centro 25	6.02	44.5	256	322	116	129	0.401
Hachinohe 25	7.52	50.7	168	199	137	152	0.764
Tohoku Univ.25	3.81	27.5	179	221	84	87	0.396
ATC-S1	6.58	44.0	—	438	140	151	0.345
El Centro 50	11.38	72.0	512	472	175	208	0.440
Hachinohe 50	12.60	66.6	336	410	177	195	0.476
Tohoku Univ.50	7.85	52.4	357	455	125	151	0.332

(d)積層ゴム: Type 1, ブレース補強無

入力波形	積層ゴム せん断変形 (cm)	ベース シア一 (kN)	振動台加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答加速度( $\text{cm/s}^2$ )		応答倍率 (屋上/ 振動台)
			目標値	応答値	1階	屋上階	
El Centro 25	2.44	63.0	256	323	396	177	0.548
Hachinohe 25	2.31	62.9	168	176	465	212	1.200
Tohoku Univ.25	4.09	89.3	179	235	630	240	1.021
ATC-S1	4.67	95.5	—	451	772	306	0.678
El Centro 50	5.05	98.5	512	529	804	346	0.654
Hachinohe 50	4.98	99.4	336	441	381	431	0.978
Tohoku Univ.50	8.59	158.5	357	451	462	513	1.137
Tohoku Univ.70	12.60	287.7	714	755	903	792	1.049
SCT 60	14.12	266.0	—	470	835	809	1.719

表一7 応答最大値一覧

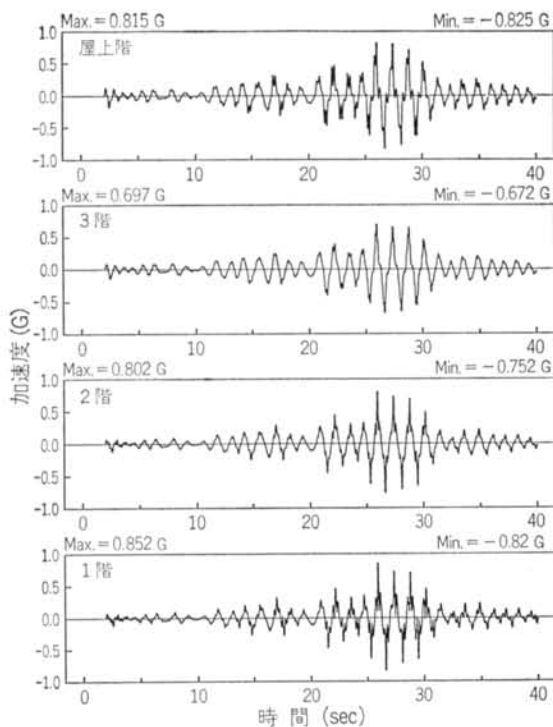


図-13 各層の応答加速度波形

積層ゴムの剛性がハードニング域に入ったことにより、上部構造への地震力の入力が増大して、上部構造の損傷が生じたものと考えられる。表-7に示す(RF最大応答加速度/振動台入力最大加速度)について見ると、約2倍に加速度が増幅されている。図-13にはSCTを入力した場合の各層の応答加速度波形を示す。1階、R階における応答加速度波形には、2次モードの成分が顕著に見られる。図-14に、積層ゴムの応答履歴ループの一例を示す。6体ともほぼ同ループ形状を示しており、位置による形状の変化はあまり見られなかった。

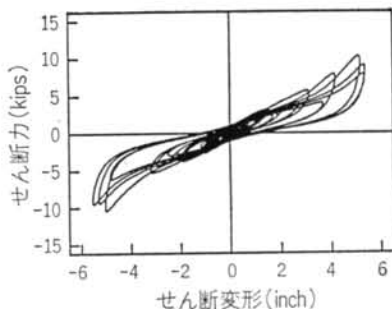


図-14 積層ゴムの応答せん断力-せん断変形関係

## § 5. 結論

免震構造の大地震時安全性と設計法の妥当性を確認し、さらに終局時における免震構造の挙動を明らかにすることを目的として、3階建鉄筋コンクリート造免震建屋模型を用いた振動台実験を行なった。設計レベルの地震入力では積層ゴムのタイプにかかわらず、おおむね予想された免震効果が見られた。大地震時の入力では、免震装置の剛性のハードニング現象によって上部構造への地震入力が増大したことにより上部構造に損傷が生じたが、免震装置は健全であった。本研究の実験で得られたデータは非常に膨大であり、本報告では紙面の都合もあり実験結果の極く一部を示したに過ぎない。今後、これらの貴重な実験データをもとに各種の検討を継続していく予定である。

謝辞 本研究は、米国カリフォルニア大学バークレー校との共同研究として同校付属の地震工学研究センター(EERC)の施設を使用して行なわれた。実験にご協力頂いたEERCの職員各位に感謝いたします。また、本共同研究を進めるに当たりご協力頂いた当社の技術開発本部、設計本部、原子力本部、技術研究所、大崎研究室の関係各位に感謝いたします。

## ＜参考文献＞

- 1) 渡辺, 林, 猿田, 田村: “免震構造の開発研究” 清水建設研究報告 第45号(昭和62年4月)
- 2) 猿田, 須賀川, 渡辺, 横田, 林, 岡田: “免震構法に関する実証試験(その5) 高減衰積層ゴムの振動試験・地震観測” 日本建築学会大会学術講演梗概集(昭和63年10月)
- 3) 林, 小畑, 新田, 渡辺, 猿田, Chang: “原子力施設の免震構法に関する実証試験(その3) 試験建屋を用いた現地試験結果” 日本建築学会大会学術講演梗概集(1991年10月)