

基礎免震型建築物の構造設計に関する研究

高山峯夫

①

基礎免震型建築物の  
構造設計に関する研究

平成2年11月

高山峯夫

# 目次

	頁
第1章 序論	1
1.1 序文	2
1.2 既往の研究	8
1.3 本論文の構成	10
参考文献	
第2章 積層ゴムの設計	14
2.1 緒言	15
2.2 積層ゴムの形態	23
2.3 限界圧縮応力度	24
2.4 積層ゴムの剛性評価	27
2.5 接着型積層ゴムの復元力特性	38
2.6 固着型積層ゴムの復元力特性	46
2.7 積層ゴムの耐久性	50
2.8 まとめ	57
参考文献	
第3章 ダンパーの設計	61
3.1 緒言	62
3.2 ダンパーの設計	65
3.3 スチールダンパーの基本性状	69
3.4 鉛ダンパーの基本性状	74
3.5 まとめ	83
参考文献	
第4章 免震構造の設計	85
4.1 緒言	86
4.2 エネルギー入力に着目した応答解析手法の提案	90
4.3 簡易設計手法の応答予測の評価	101
4.4 免震部材のモデル化	106
4.5 実免震建築モデルを用いた地震応答解析	111
4.6 まとめ	117
参考文献	
第5章 免震建築の地震観測とシミュレーション	119
5.1 緒言	120
5.2 免震住宅の振動実験	121
5.3 免震住宅の地震観測	127
5.4 地震時挙動のシミュレーション	136
5.5 まとめ	143
参考文献	
第6章 結論	145
謝辞	150

付 録		頁
1.	ゴム弾性理論 .....	152
2.	Haringx理論 .....	156
3.	弾性体のせん断変形時の鉛直沈下量 .....	159
4.	アレニウス式について .....	161
5.	簡易設計法 .....	163
6.	ゴムの網目構造論 .....	168
7.	解析に用いた地震記録 .....	171
8.	主な記号 .....	172
9.	文献リスト .....	175

資料編		
1.	接着型積層ゴムの基本性能試験 .....	183
2.	固着型積層ゴムの基本性能試験 .....	207
3.	積層ゴムの有限要素解析 .....	222
4.	積層ゴムのクリープ実験 .....	250
5.	スチールダンパーの基本性能試験 .....	272
6.	鉛ダンパーの基本性能試験 .....	294

# 第1章 序論

- 1.1 序文
- 1.2 既往の研究
- 1.3 本論文の構成

## 1.1 序文

免震構造とは、建築物を地盤から絶縁することにより、構造体のみならず、建物の中の居住者や内容物までも含めて大地震の被害から免れようとする構造システムのことである。建物を地盤から絶縁する方法としては古くから色々な提案がなされてきている。しかし、本格的な免震建築が建設され始めたのは、構造物と地盤とを絶縁する機構として積層ゴムアイソレータが用いられるようになった1970年頃からのことである。

積層ゴムアイソレータは薄いゴム層と鋼板が交互に積層された構造をもつ。積層ゴムの鉛直剛性は鋼板によるゴムの横変形拘束により非常に大きな値をとるが、水平剛性は鋼板の拘束がゴムのせん断変形に影響を及ぼさないため、ゴム本来の柔らかい剛性を保持する事が可能となる。積層ゴムの性能は、積層ゴムを構成するゴムの物性と積層ゴムの形状に依存する。積層ゴムの形状は、ゴム直径、ゴム厚、ゴム層数によって決定される。鋼板によるゴムの変形の拘束効果を表すパラメータとして一次形状係数 $S_1$ が用いられる。一次形状係数はゴム1層の自由表面積に対する荷重支持面積の比として定義される。 $S_1$ が大きい方が鋼板による拘束効果は大きくなり、鉛直剛性も大きくなる。

積層ゴムに要求される主な性能としては、下記の6項目が挙げられる。

- (1) 建築物を安定的に支持し得ること
- (2) 予想される建築物と地盤との相対変形に追随し得ること
- (3) 十分柔らかい水平剛性を有すること
- (4) 積層ゴムの大変形時に不安定現象が生じないこと
- (5) 圧縮荷重の変動に対して水平剛性の変動が小さいこと
- (6) 長期間建築物を支持できる耐久性を有すること

(1)項は積層ゴムアイソレータの性能の中で最も重要で基本的なものである。このためには、(6)項の耐久性も重要な要因であり、かつ硬い鉛直剛性と十分な荷重支持能力を有することが求められる。十分大きな免震効果を得るためには、積層ゴムの剛性を小さくして((3)項)、周期を伸ばし、大変形に耐える変形性能((2)項)が求められる。

以上の(1)~(3)項で要求されている性能は積層ゴムの基本的特性である。積層ゴムは、1960年代から、橋梁用支承(ゴム支承)として実際に使用され始めており、(1)~(3)項の基本的要求はある程度満足されていたものと思われる<sup>1)</sup>。この橋梁用支承は、建築物を鉄道等からの振動や騒音から絶縁するために使用され始め、1970年代からは地震に対して建物を防御する方向へと発展した。特に地震が多発するフランス、ギリシャ等の地中海沿岸地域やニュージーランドにおいて免震構造の研究開発が先行した。ヨーロッパ等の硬い地盤で発

生する地震動は短周期卓越型であるのに対し、我国ではやや長周期成分を含んだ地震動に対処し得るようにしなければならない。この為には、建物の免震効果を高める必要があり、具体的には高圧縮応力度の下で積層ゴムを使用することが必要となる。このためには、積層ゴムを高圧縮応力度の下で使用した場合、大変形時においても積層ゴムが不安定とならないことが求められ((4)項)、更に解析予測の信頼性を高め、設計作業を容易にするためには、圧縮荷重の変動に対して鈍感な積層ゴムであることが大切である((5)項)。(4)(5)項の要求性能を満足するために必要な積層ゴムの形状を規定するパラメータとして、二次形状係数 $S_2$ が導入された<sup>2)</sup>。これはゴム全層厚に対するゴム層の幅(直径)の比として定義され、水平剛性や載荷能力に関係している。二次形状係数が大きい程、積層ゴムは偏平となり安定性が増すことになる。しかし、逆に $S_2$ が大きくなれば、水平剛性も大きくなり、要求性能の(3)項と対立するようになる。従って、安定性の良い積層ゴムで、水平剛性をどこまで柔らかくする事ができるかが重要となる。

以上より、我国において免震効果を十分に発揮させるためには、積層ゴムの圧縮応力度の範囲を拡大する、即ち高面圧下で使用することが有効となる。このためには形状係数 $S_1$ 、 $S_2$ を導入し、積層ゴムの形状を規定することが必要である。そこで、本論では主に以下の4項目について積層ゴムの特性の把握を行う。

- (a) 限界圧縮応力度
- (b) 最大変形量
- (c) 剛性評価
- (d) 復元力特性

まず、(a)項では従来ほとんど確認されていない積層ゴムの限界圧縮応力度を実物実験により確認する。(b)項の最大変形能力について、橋梁用ゴム支承では最大歪量を制限することで、許容変形量を規定<sup>3)</sup>している。本論では、この考え方を踏襲しつつも、積層ゴムの有限要素解析より得られる最大歪量と、最大歪量の予測式による結果との比較検討に基づき、破断変位の予測式を新たに提案する。(c)項の積層ゴムの剛性評価では、Haringx<sup>4)</sup>による圧縮力と水平力が同時に作用する曲げせん断棒の座屈理論に基づいた剛性算定式が幾つか提案されている。ここでは、これらの算定式を比較整理し、結果的に一つの式で表せることを示す。これらの算定式では、圧縮荷重のパラメータを含んでおり、圧縮荷重の変化が水平剛性に大きな影響を与える。圧縮荷重の変動に対しても水平剛性の変動が無視できるような積層ゴムの形状を追求し、この様な形状を有する積層ゴムの剛性評価にはより簡便な算定式が有効であることを示す。(d)項の復元力特性において、積層ゴムは小変形領域では、線形とみなすことができ、その剛性は、(c)項の算定式に基づき推定可能である。従来、積層ゴムを大変形領域で使用することはほとんどなく、このため大変

形時の復元力特性にはあまり注意がはらわれていなかった。積層ゴムの変形量が大きくなるに従いゴムの材料非線形性により、復元力特性はハードニング型となる。復元力特性がハードニング型の場合、積層ゴムの弾性歪エネルギーは増大し、非線形応答により最大変形量は抑制される。しかし、逆に上部構造の応答加速度は増大することになる。

そもそも、このハードニング現象は接着型積層ゴムにおいて見られる特異現象である。この接着型と全く異なる挙動を示すものとして非接着型の積層ゴムがある。この様な積層ゴムは固着型積層ゴムと呼ばれている<sup>5)</sup>。固着型積層ゴムはゴムと鋼板間に生じる固着現象<sup>6)</sup>を利用する。固着とはゴムと鋼板間に発生する物理的吸着(摩擦)と化学反応の結果、ゴムと鋼板が接着された場合と同様の状態になることを指す。従ってゴムと鋼板間にすべりが生じない範囲であれば接着型と同様の取り扱いが可能である。固着型積層ゴムの復元力特性は小変形では接着型とほぼ同じであるが、変形が大きくなるに従い剛性はゼロに近づき、完全弾塑性型の復元力特性を示す、全く新しいタイプのアイソレータである。

免震構造において、強震時の最大変位を抑制し、且つ、フロアレスポンスを小さくするには、適切なダンパーを設置することが有効である。ダンパーに求められる性能は、

1. 十分な地震エネルギーの吸収能力
2. 大変形に追従できる変形能力
3. 長期に渡り初期の性能を維持する耐久性(メンテナンスフリー)

である。又、建築物の用途によっては、フロアレスポンスを特に重要視する場合もあり、この場合にはダンパーの復元力特性に注意が必要である。

ダンパーをその作動原理から分類すれば次の3つに分類できる。

- 弾塑性型: 弾塑性材料の塑性変形を利用
- 摩擦型: 摩擦によるエネルギー吸収を利用
- 粘性型: 粘性材料の粘性抵抗を利用

粘性型ダンパーには、ピストン・シリンダー構造を持つオイルダンパーと、平行な抵抗板間の粘性体のせん断変形を利用する粘性体ダンパーの2種類が試行されている。このタイプのダンパーでは、ほぼ速度の $n$ 乗に比例した減衰力が得られる。粘性型ダンパーの復元力特性は楕円形のループを描くことから、滑らかな加速度制御を行うことが可能であり、床応答の観点からは有利であると思われる。しかし、使用している粘性材料の経年変化、抵抗力の温度依存性等については十分な検討が必要である。

摩擦型ダンパーは、皿バネを介して摩擦面同士を接触させることで摩擦力を得る構造となっている。免震層の相対変位を摩擦面の回転運動に変換する



機構をもつダンパーと、直線運動に変換する機構をもつダンパーの2種類が試行されている。このタイプのダンパーの復元力特性はほぼ完全な剛塑性型のループを示す。しかし、摩擦面の耐久性や摺動部分の劣化に注意が必要である。

弾塑性型ダンパーは軟鋼や鉛材などの塑性変形を利用したものであり、比較的簡単な機構により必要な減衰力を得ることができる。又、部材の断面性能等を変化させることで、容易に大容量化が可能であり、設計の自由度が高いと思われる。

ダンパーと積層ゴムが組み合わされた場合、粘性型ダンパーでは変形が大きくなるに従い、その抵抗力も増大するので、等価粘性減衰定数は変形量によらず一定を保つ。これに対し履歴型ダンパーでは、等価粘性減衰定数が変形の増大に伴い小さくなる。しかし、ダンパーの耐久性(維持管理)や施工上の観点からは、粘性型の場合は粘性材料のメンテナンス、摩擦型の場合は、摩擦面や摺動部分の維持などの点に注意を要する。この点、弾塑性型ダンパーでの使用材料は建築に於て既に実績のある鋼材や、自然界で最も安定している鉛などである。従って、現在のところ弾塑性型ダンパーが免震用として最も信頼性があるものと思われる。

以上より、本論では、免震用ダンパーとして弾塑性型に着目し、その要求性能について考察し、新たに開発した弾塑性型ダンパーの特性について検討する。弾塑性型ダンパーの設計指標は、

- 地震エネルギー吸収能力の確保
- 復元力特性の形状(剛性、降伏耐力など)

である。

ダンパーの地震エネルギー吸収能力を確保する為には、ダンパーの素材にエネルギー吸収能力が高いものを用い、ダンパーの形状も応力集中等が極端にならないよう考慮されることが望まれる。ダンパーの復元力特性としては、素材と形状の組み合わせにより種々の履歴特性が得られる。大部分のダンパーはbi-linear型にモデル化でき、この様な、復元力特性は、剛性と降伏耐力により特徴づけられる。特に降伏耐力は、免震層の最大変位に及ぼす影響が大きい。よって、ダンパーの降伏耐力をある程度自由に調整できることが望ましい。以上の様な、設計指標を満たすダンパーとして、鋼材を用いたスチールダンパーと鉛を用いた鉛ダンパーの2種類のダンパーを開発した。

スチールダンパーとして最も単純な形状は、片持梁形式である。この形式の場合、大変形まで追随できるようにするには自由端の接合に工夫が必要であり、更にある程度の部材の長さを確保しなければならない。この欠点を改良するために、鋼材を円形に加工して利用する方法を採用した。これにより、円形のダンパーはあらゆる方向に自由に変形することができ、かつ容易に大変形能力を確保する事が可能となる。

従来、鉛は鋼管や積層ゴムの中に封じ込められて利用されてきた。これは、鉛を鋼板等に接着する技術が普及していなかった為であると思われる。鉛と

鋼板を接合する方法として、ホモゲン溶着法を採用することで、鉛と鋼板が完全に一体となって挙動する事が確認され、この接合法の確立により、積層ゴムと分離した鉛ダンパーを設計することが可能となった。鉛ダンパーの形としては、円柱型と変形型がある。円柱型は、鉛の円柱であり、変形型は、円柱型にたるみをつけた形となっている。円柱型は曲げせん断変形に加え、水平変形の増大に伴い、軸方向変形が生じるようになる。変形型は、軸方向変形をできるだけ生じさせないで、曲げせん断変形が卓越するように設計されたものである。

前述した積層ゴムアイソレータとダンパーを有する免震構造の地震時応答評価に際しては、地震により系に投入された総エネルギー入力量に着目することが合理的である。積層ゴムとダンパーを有する免震構造の地震時最大変位は、免震周期 $T_f$ とダンパーのエネルギー吸収能力に依存している。地震荷重をエネルギー入力としてとらえれば、地震によるエネルギー入力量と免震層のエネルギー吸収量を等置する事で、最大変位を推定できる。

エネルギーの授受に基づいた耐震設計手法が秋山宏博士により展開されている<sup>7)</sup>。これによれば、地震により系に投入される総エネルギー入力量は、系の1次固有周期 $T_f$ と総質量 $M$ にのみ依存する量であること、弾塑性系へのエネルギー入力は、減衰10%の弾性系への総エネルギー入力を用いて代表することができることが明らかにされている。本論でも、これに倣い、弾性1質点系(減衰10%)の応答計算による総エネルギー入力量を周期に対してプロットしたものをエネルギー・スペクトルとして用いる。エネルギー・スペクトルの形状は、各地震波の震源特性や観測された地盤等の影響を受け、山と谷を併せもつ、複雑な形となっている。しかし、耐震設計用のエネルギー・スペクトルとしては、スペクトルの山や谷を含まず、長周期領域に於いても、エネルギー入力値を保つような、バイリニア型のスペクトルを用いるべきである。

免震構造は、その構造システムが明快である為に、地震応答解析に非常に馴染み易いという特徴を有する。従って、入力地震動が決定されれば、その応答は、十分な精度で予測可能である。解析に用いる地震波としては、系に所定のエネルギー入力を与える、即ち、耐震設計用のエネルギー・スペクトルに合致するような、地震波を用いるべきである。この様な地震波の作成方法としては、次の3種類が考えられる。

- (1) 観測地震動波形の振幅のみを調整
- (2) 観測地震動波形の振幅と時間軸をとともに調整
- (3) ターゲット・スペクトルに基づいたsin波合成法

(1)の手法は、現在多用されている地震動の最大速度で規準化する方法に対応する。(2)の手法は、観測地震動波形の振幅のみならず、時間軸(周期特性)をも変化させる方法である。(3)の手法は、所定の応答スペクトルに合致するような特性をもつ地震動を種々の振幅と周期をもつsin波を合成することで得ようとする方法である。

現在、多用されている(1)の手法は、地震波の振幅のみに着目し、地震動の周期特性については、無関心である。しかし、本来、振幅と周期は一つのものであり、振幅と周期(時間軸)をともに調整することにより、長周期領域において有効な地震動波形を作成することが可能になると思われる。

本論では、免震構造の地震応答解析用の入力地震波として、振幅と時間軸を調整する方法を提案するとともに、エネルギー・スペクトルをターゲット・スペクトルとした人工地震波を作成し、両地震波形を用いた応答解析により、振幅時間軸の調整方法について検討を加える。一方、前述のエネルギーの釣合に基づいた免震構造の応答の予測式が文献8)において提案されている(付録5参照)。この提案された免震構造の応答予測式の精度を、先に作成した地震波を用いた応答計算により検証する。

一般に、構造物の地震時応答予測を行う場合、構造部材のモデル化が重要となる。この点、免震構造においては免震部材(アイソレータ、ダンパー)の性能が事前に確認できる為、精度の高い応答予測が可能となる。又、免震構造は基礎部に免震部材(層)を配することで、地震動の上部構造への伝搬を妨げる一種のフィルターを有した構造となっている。これにより、免震構造の動的挙動は、フィルター特性を調整することで、ある程度自由に設定できる。そこで、実際の免震建築のモデルを用いた応答解析により、免震構造の応答特性について論じる。

最後に、免震構造の地震時挙動の把握、応答解析に用いるモデル化の妥当性の検証を主な目的として、千葉県八千代市に建設された免震住宅において実施された振動実験、地震観測、並びにシミュレーション解析に関して述べる。

振動試験では、マイクロオーダーからcmオーダーまでの免震住宅の基本応答性状を確認するために、常時微動観測、強制振動試験、自由振動試験が実施された。

地震観測では、建物竣工後から開始され、現在までに中小規模地震であるが、22回の記録が得られている。この内、基礎での観測加速度が100galを越えた記録は2回である。シミュレーション解析では、基礎で観測された地震波を入力とした場合の応答記録を観測波と比較して応答解析の妥当性について検討する。更に、解析に用いる振動モデルの違いが応答結果に与える影響についても考察する。

以上、本論文では現在までの知見を集約し、免震構造の設計に関わる諸量の定量化を行うことを目的とし、主に以下の項目について検討した結果について論述する。

- 積層ゴム、ダンパーの設計式の提案、並びに履歴特性の明確化
- 免震構造の応答予測式の妥当性、並びに振動解析用の入力地震波の検討
- 実在免震建築の地震観測、並びに地震時挙動のシミュレーション解析

## 1.2 既往の研究

### ● 積層ゴムについて

建築物の免震用積層ゴムは橋梁用ゴム支承にその原点を見ることが出来る。橋梁用ゴム支承は、1960年頃には一般に使用されていたようである。この頃には、橋梁支承に対する設計指針のようなものが、NRPRA(the Natural Rubber Producers Research Association, London)から出版されている<sup>19)</sup>。これには、天然ゴムを素材とした積層ゴム支承に関する設計手法などが示されている。

1960年代後半には橋梁用支承の技術を背景に、耐震を目的とした免震建築が建設され始めた。積層ゴムのゴム材料としては、天然ゴムやクロロブレンゴム等が使われた。積層ゴムは、基本的には減衰機構を有しておらず、支承としての機能が利用されていた。1980年代にはいと、積層ゴムにエネルギー吸収機能を付与した積層ゴムが開発された。即ち、積層ゴムの中に鉛プラグを埋め込み、積層ゴムのせん断変形により鉛に塑性変形を与えることで、エネルギー吸収を行わせるLRB(Lead Rubber Bearing)と呼ばれるもの<sup>10)</sup>と、ゴム材料を特殊配合のゴムに代えることで、ゴム自体にエネルギー吸収を行わせる高減衰型と呼ばれるもの<sup>11)</sup>である。これらの積層ゴム支承は、ダンパー機能を包含しているので、設置面積が小さくて済み、施工が簡便になるなどの利点を有している。

一方我国では、積層ゴムの開発が福岡大学多田研究室を中心として、1980年頃から開始された<sup>12)~15)</sup>。1982年には、積層ゴムを用いた2階建て鉄筋コンクリート造の免震建物が建設され、振動実験<sup>16)~18)</sup>並びに地震観測<sup>19)20)</sup>等が実施されている。また、1982年頃から東京大学藤田研究室を中心として、重量機器を対象とした高積層度の積層ゴムの開発が始められた<sup>21)~24)</sup>。

この様にして、開始された積層ゴムの研究・開発から、ほぼ10年が経過した現在、種々の特性を有する積層ゴムを設計に利用することが可能になってきたように思われる。

### ● ダンパーについて

ダンパーは、1970年頃より具体的に提案がなされてきている。初期のダンパーは、鋼材のねじれ変形、曲げ変形等を利用したものが大部分で、種々の形状を有するものが提案されている<sup>25)~27)</sup>。又、鉛を利用したダンパーもこの頃提案されている<sup>28)</sup>。近年、我国においても、鋼材を利用した弾塑性型ダンパーや摩擦力を利用したもの、更には、粘性体の粘性抵抗を利用したダンパーに至るまで、様々なダンパーが提案され、又、実際に使用されている。文献29)には、ダンパーの作動原理別に色々のダンパーの紹介が掲載されている。

#### ● 免震システムについて

基礎免震構法の考え方は、新しいものではなく、提案としては、19世紀後半から多々なされてきた<sup>30)31)</sup>。これらは、基礎部分において、滑石やローラーを利用して、地盤から建物を分離することを狙ったものであった。しかし、これらの提案は、大部分が実現していない。これは、提案された手法が、技術的に実現の可能性が乏しく、又、工学的な信頼性が満たされていなかった為である。

信頼のおける免震システムが確立されるには、積層ゴムアイソレータの出現を待たねばならない。積層ゴムを用いた、耐震を目的とした最初の建物は、ユーゴスラビアのSkopjeにある3階建ての小学校である<sup>30)32)</sup>。但し、ここで用いられた積層ゴムは補強用の鋼板を用いずにゴム層が粘着されているので、横方向へのはらみ出しが大きくなっている。フランスにおいては、1972年頃より、The Center National de la Recherche Scientifique(Marseille)が、免震構造の開発に取り組み、住宅や小学校を免震構造として建設している。又、原子力施設の設計の基準化を進めるために、The Electricite de France Commissioned Spie-Batignollesにより、積層ゴムと摩擦板を組み合わせたシステムが開発された<sup>31)</sup>。現在、Koeberg(South Africa), Kanun River(Iran / Iraq), Cruas and Le Perillin(France)等の4つの原子力施設でこのシステムが用いられている。

ニュージーランドにおいては、早くから、エネルギー吸収装置の開発が進められ、橋梁、建築物を含め、現在までに41の構造物に利用されている<sup>31)</sup>。建築物としては、2つの建物に免震化が施されている。1つは12階建のUNION HOUSE(Auckland, 1982)で、他の1つはClayton Building(Wellington, 1983)である。UNION HOUSEは、積層ゴムではなく二重杭を利用して、水平方向には柔とし、エネルギー吸収装置として片持梁形式の鋼材ダンパーを使用している。Clayton Buildingは、4階建てでLRBを利用している。

アメリカでは、1986年にThe Foothill Communities Law and Justice Center(California, San Bernardino County)が建設された。この建物に使われている積層ゴムは、高減衰型である<sup>33)</sup>。

我国では、免震構造の研究が、1979年より福岡大学多田研究室において実施され、我国での免震研究の第一歩が始まった。1982年には、日本で第一号の積層ゴムを用いた免震住宅が建設された<sup>34)</sup>。我国では、欧米より約10年遅れて、免震構造の研究が始まった。ところが、ここ数年の内に免震構造を採用した建物は、40を越え、世界一の免震建物保有国となった。個々の建物には地震計が設置され、地震観測が実施されている。又、ほとんどの建物が、建設後何らかの振動実験を行っており、実験データの蓄積は他に類を見ないものであると思われる。免震構造に関する文献・資料は、多く発表されており、代表的なものとしては、文献29)が挙げられる。

### 1.3 本論文の構成

本論文は、本文(全6章)と資料編(全6項)から成る。

第1章は、序論である。第2章と第3章は、積層ゴムとダンパーの研究・開発について述べる。第4章は、免震構造設計に際しての地震時応答評価について述べる。第5章は、免震住宅の地震観測の概要について述べる。第6章は、本論文の結論である。資料編は、主に積層ゴムとダンパーについての実験、並びに、解析の資料である。以下、各章の概要について述べる。

第1章は、序論であり、本論文の目的、既往の研究について述べている。

第2章は、積層ゴムの設計に関し、積層ゴムに要求される性能を列挙し、これを満足する為の積層ゴムの形状と確認実験の結果について検討している。従来、積層ゴムは、ゴムと鋼板が接着されていたが、ゴムと鋼板を接着しない固着型積層ゴムを新たに開発し、固着型積層ゴムの履歴特性について考察する。更に、積層ゴム及びゴム材料の耐久性について、文献調査やクリープ試験等により検討した結果についても述べている。

第3章は、ダンパーの設計である。ここでは、ダンパーとして鋼材と鉛材を用いた弾塑性ダンパーについて検討した結果について述べている。

第4章は、免震構造の設計に関わる応答量の評価について述べている。免震構造の応答解析に用いる入力地震波として、エネルギー入力量に基づいた作成方法について述べるとともに、エネルギーの釣合から導かれる応答予測式の精度についても検討している。

第5章は、免震住宅において現在も続けられている地震観測の概要について述べるとともに、本建物の地震時挙動のシミュレーション結果について述べる。

第6章では、以上の研究の結論を述べる。

## 参考文献

1. P.B.Lindley ; "Engineering Design with Natural Rubber", The Natural Rubber Producer's Research Association Technical Bulletin No.8, 1964
2. 多田英之, 高山峯夫, 他 ; "実大 Isolator に関する実験研究(その2) 広範囲な領域について", 日本建築学会研究報告九州支部, 第27号(構造系), 昭和58年3月(1983年)
3. C.W.Roeder, J.F.Stanfon ; "Elastomeric Bearings: State-of-THE-ART", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.12, 1983
4. J.A.Haringx ; "On Highly Compressible Helical Springs and Rubber Rods, and Their Application for Vibration-Free Mountings, I, II", Philips Research Reports, Vol.3(1948) and Vol.4(1949)
5. 高山峯夫, 多田英之, 他 ; "実大 Isolator に関する実験研究(その5) 固着型 Isolator", 日本建築学会研究報告中国・九州支部, 第8号(構造系), 平成2年3月(1990年)
6. 森邦夫, 他 ; "金属と加硫ゴムの固着に関する研究(第1~3報)", 日本ゴム協会誌, Vol.60, No.3~No.4, 1987
7. 秋山 宏 ; "建築物の耐震極限設計(第2版)", 東京大学出版会, 1987年
8. 秋山 宏 ; "第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測", 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, 1989年6月
9. P.B.Lindley ; "Natural Rubber in Bridge Bearings", NRPPA Technical Bulletin No.7
10. W.H.Robinson ; "Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures during Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, 1982
11. C.J.Derham ; "The Development and Use of NR Structural Bearings for Earthquake Protection", Rubber World, 195, 1987
12. 安西, 多田 ; "Aseismic Isolator に関する一考察", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和55年9月
13. 多田, 安西 ; "Aseismic Isolator に関する研究(その2) Isolator の模型実験", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和56年9月
14. 多田, 安西 ; "Aseismic Isolator に関する研究(その3) 模型実験に関する考察", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和56年9月

15. 多田, 安西; “Aseismic Isolator に関する研究(その4)実大 Isolator の静的実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和56年9月
16. 多田, 高山, 他; “免震構造に関する実物実験(その1)全体計画について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年9月
17. 多田, 高山, 他; “免震構造に関する実物実験(その2)実験結果について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年9月
18. 山口, 酒井, 他; “免震構造に関する実物実験(その3)実験結果の解析”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和58年9月
19. 多田, 和田, 他; “免震構造に関する実物実験(その7)地震動観測”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和61年8月
20. 多田, 酒井, 他; “免震構造に関する実物実験(その8)観測結果の解析的研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和61年8月
21. 藤田隆, 藤田聡, 他; “積層ゴムによる重量機器の免震支持(第1報 免震支持装置についての基礎的研究 - その1 -)”, 東京大学生産研究所, 生産研究, Vol.34, No.2, 昭和57年2月
22. 藤田隆, 藤田聡, 他; “積層ゴムによる重量機器の免震支持(第2報 免震支持装置についての基礎的研究 - その2 -)”, 東京大学生産研究所, 生産研究, Vol.34, No.9, 昭和57年9月
23. 藤田隆, 藤田聡, 他; “積層ゴムによる重量機器の免震支持(第3報 免震支持された系についての振動実験)”, 東京大学生産研究所, 生産研究, Vol.35, No.2, 昭和58年2月
24. 藤田隆, 藤田聡, 他; “積層ゴムによる重量機器の免震支持(第4報 免震支持された系についての応答解析)”, 東京大学生産研究所, 生産研究, Vol.35, No.3, 昭和58年3月
25. R.I.Skinner, J.M.Kelly et al. ; “Hysteretic Dampers for Earthquake -Resistant Structures”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.3, 1975
26. R.I.Skinner, J.M.Kelly et al. ; “Energy Absorption Devices for Earthquake Resistant Structures”, Proceedings of 5th WCEE, Vol.2, 1973
27. R.G.Tyler, ; “A Tenacious Base Isolation System Using Round Steel Bars”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.11, No.4, 1978
28. W.H.Robinson, L.R.Greenbank ; “An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structures during Earthquake”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, 1976



29. 日本建築学会；“免震構造設計指針”，1989
30. J.M.Kelly；“Aseismic Base Isolation：Its History and Prospects”，Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete structures, Vol.1, ACI, 1981
31. I.G.Buckle；“Development and Application of Base Isolation and Passive Energy Dissipation：A World Overview”，Proceedings of a Seminar and Workshop on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, ATC, 1986
32. J.M.Kelly；“Aseismic Base Isolation：Review and Bibliography”，Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.5, No.3, 1986
33. A.G.Tarics, J.M.Kelly et al.；“Quality Assurance and Control of Fabrication for a High-Damping-Rubber Base Isolation System”，Proceedings of a Seminar and Workshop on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, ATC, 1986
34. 多田，高山；“免震構造に関する実践的研究”，福岡大学総合研究所報，第70号，1981

## 第2章 積層ゴムの設計

- 2.1 緒言
- 2.2 積層ゴムの形態
- 2.3 限界圧縮応力度
- 2.4 積層ゴムの剛性評価
- 2.5 接着型積層ゴムの復元力特性
- 2.6 固着型積層ゴムの復元力特性
- 2.7 積層ゴムの耐久性
- 2.8 まとめ

## 2.1 緒言

免震構造とは、建築物を地盤から絶縁することにより、構造体のみならず、建物の中の居住者や内容物までも含めて大地震の被害から免れようとする構造システムのことである。建物を地盤から絶縁する方法としては古くから色々な提案がなされてきている。絶縁システムを最初に提案したのはJ.A. Calantarietで、1909年のことであるとされている<sup>1)</sup>。彼の提案は、構造体を滑石(雲母)の層を介して、基礎から隔離するというものであった。我国では1933年の岡隆一による免震柱<sup>2)</sup>、1969年の松下、和泉によるRocking Bearing Ballシステム<sup>3)</sup>などの提案が種々なされてきている。しかし、本格的な免震建築が建設されたのは、構造物と地盤とを絶縁する機構として積層ゴムアイソレータが用いられるようになった1970年頃からのことである。我国では1979年より福岡大学多田研究室において、積層ゴムの研究開発が始められた。

積層ゴムアイソレータは薄いゴム層と鋼板が交互に積層された構造をもつ。積層ゴムの鉛直剛性は鋼板によるゴムの横変形拘束により非常に大きな値をとるが、水平剛性は鋼板の拘束がゴムのせん断変形に影響を及ぼさないため、ゴム本来の柔らかい剛性を保持する事が可能となる(図2.1参照)。これにより、水平剛性に対する鉛直剛性の比が1000倍以上の積層ゴムが実現されている。積層ゴムの性能は、積層ゴムを構成するゴムの物性と積層ゴムの形状に依存する。積層ゴムに使用されるゴム材料としては、天然ゴムと合成ゴムがあり、用途により使い分けられている。積層ゴムの形状は、ゴム直径、ゴム厚、ゴム層数によって決定される。鋼板によるゴムの変形の拘束効果を表すパラメータとして一次形状係数 $S_1$ (従来から、ゴムの分野では、単に形状係数と呼称し、防振ゴム等の性能を表す一つの目安として使われている)が用いられる。一次形状係数はゴム1層の自由表面積に対する荷重支持面積の比として定義される。 $S_1$ が大きい方が鋼板による拘束効果は大きくなり、鉛直剛性も大きくなる。

積層ゴムに要求される主な性能としては、下記の6項目が挙げられる。

- (1) 建築物を安定的に支持し得ること
- (2) 予想される建築物と地盤との相対変形に追従し得ること
- (3) 十分柔らかい水平剛性を有すること
- (4) 積層ゴムの大変形時に不安定現象が生じないこと
- (5) 圧縮荷重の変動に対して水平剛性の変動が小さいこと
- (6) 長期間建築物を支持できる耐久性を有すること

(1)項は積層ゴムアイソレータの性能の中で最も重要で基本的なものである。このためには、(6)項の耐久性も重要な要因であり、かつ硬い鉛直剛性と十分な荷重支持能力を有することが求められる。地震時には積層ゴムは弾性

的に大きなエネルギーを吸収することが可能である。図2.2(a)に示すように建物が積層ゴムにより弾性的に支持されているものとする。この様な系に於て、地震により系に投入される総エネルギー入力を $E$ 、積層ゴムの弾性歪エネルギーを $W_e$ とした場合、耐震性の判定条件は次式で与えられる。

$$W_e \geq E \quad (2.1)$$

積層ゴムの復元力特性が図2.2(b)に示されるように弾性であれば、

$$W_e = \frac{1}{2} Q_{max} \delta_{max} \quad (2.2a)$$

となる。これを最大せん断力係数 $\alpha = Q_{max}/Mg$ を用いて表せば次式となる。

$$W_e = \frac{Mg^2 T^2 \alpha^2}{4\pi^2} \quad (2.2b)$$

ここで、 $M$ は総質量、 $T$ は一次固有周期、 $g$ は重力加速度である。一方、総エネルギー入力 $E$ は、等価速度 $V_E$ を用いて

$$E = \frac{MV_E^2}{2} \quad (2.3)$$

と表せる。(2.2b)式と(2.3)式を等置すれば、最大せん断力係数 $\alpha$ は、

$$\alpha = \frac{2\pi V_E}{Tg} \quad (2.4)$$

最大変形 $\delta_{max}$ は

$$\delta_{max} = \frac{Q_{max}}{k} = \frac{TV_E}{2\pi} \quad (2.5)$$

となる。図2.3と図2.4に(2.4)式と(2.5)式を用いて算出した一次固有周期 $T$ と $\alpha$ 、 $\delta_{max}$ の関係を示す。同図より、周期が長いほど、せん断力係数は小さく、即ち免震効果は大きくなるが、その分最大変形量は周期に比例して大きくなる。従って、より大きな免震効果を得るためには、積層ゴムの剛性を小さくして((3)項)、周期を伸ばし、大変形に耐える変形性能((2)項)が求められる。(2.4)式と(2.5)式によれば、地震入力が大きくなると、最大変形量とせん断力係数は地震入力に比例して大きくなり、免震効果がそれほど期待できなくなる。この場合には適切なエネルギー吸収装置(ダンパー)を併設することにより、最大変形量を抑制し、せん断力係数を十分小さくする事が可能である。

以上の(1)~(3)項で要求されている性能は積層ゴムの基本的特性である。積層ゴムは、1960年代から、橋梁用支承(ゴム支承)として実際に使用され始めており、(1)~(3)項の基本的要求はある程度満足されていたものと思われる<sup>4)</sup>。この橋梁用支承は、建築物を鉄道等からの振動や騒音から絶縁するために使用され始め、1970年代からは地震に対して建物を防御する方向へと発展した。

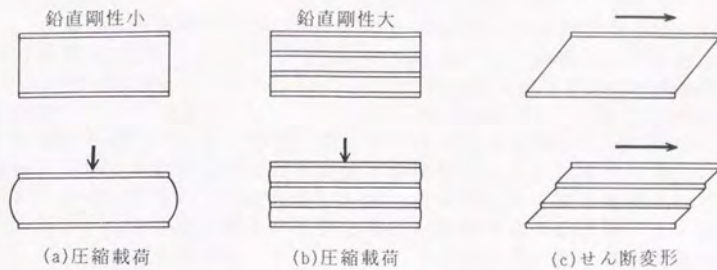
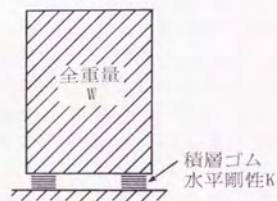
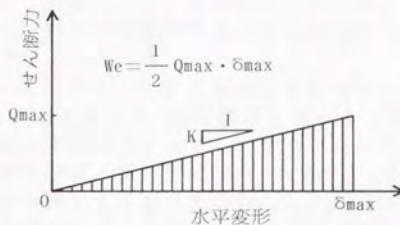


図2.1 積層ゴムの原理



(a) 免震建築モデル



(b) 積層ゴムの復元力特性

図2.2

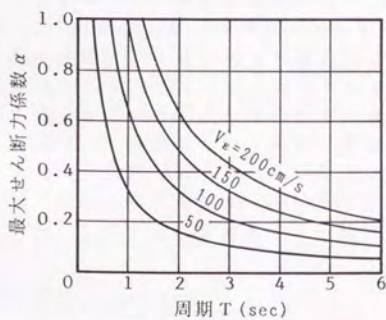


図2.3 周期と最大せん断力係数の関係

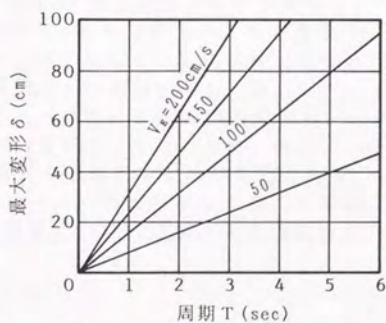


図2.4 周期と最大変形量の関係

特に地震が多発するフランス、ギリシャ等の地中海沿岸地域やニュージーランドにおいて免震構造の研究開発が先行した。文献1)5)では免震構造の研究開発の歴史や実例について論じている。両文献によれば、積層ゴムが最初に耐震用として用いられたのはユーゴスラビアのSkopjeにあるHeinrich Pestalozzi小学校(1969)であった。しかし、ここで用いられた積層ゴムはゴムの横変形を拘束する鋼板を用いずにゴム層を粘着しただけのものであった。図2.5は主な免震建築について、免震建物の固有周期と基礎を固定とした時の周期との関係を示している。同図は文献5)において示されていた諸外国の建築物のデータに、筆者が我国の免震建築の例を書き加えたものである。我国の免震建築のデータは、主に日本建築センター発行のビルディングレター掲載の資料に基づいている。諸外国の免震建築の周期は大部分が1~2秒の範囲にあるのに対して、我国のそれは大部分が2秒以上である。これは図2.6に示す加速度応答スペクトルの模式図に於て、地震波の卓越周期 $T_1$ と免震建築の周期 $T_2$ との相対関係により説明できる。即ち、ヨーロッパ等の短周期成分が卓越する地震波に対しては免震周期 $T_2$ を2秒程度とすることで十分な免震効果を得ることが可能であるが、我国のように長周期成分が卓越する地震波に対しては免震周期 $T_2$ をより大きくとることが要求されるのである。

図2.17は、図2.2(a)に示すような免震建築の一次固有周期と積層ゴムの圧縮応力度との関係を示したものである。同図より、免震効果を高めるには、直径の大きな積層ゴムを高圧縮応力度の下で使用することが有効であることが判る。このためには、積層ゴムを高圧縮応力度の下で使用した場合、大変形時においても積層ゴムが不安定とならないことが求められ(4)項、更に解予測の信頼性を高め、設計作業を容易にするためには、圧縮荷重の変動に耐対して鈍感な積層ゴムであることが大切である((5)項)。(4)(5)項の要求性能を満足するために必要な積層ゴムの形状を規定するパラメータとして、二次形状係数 $S_2$ が導入された<sup>7)</sup>。これはゴム全層厚に対するゴム層の幅(直径)の比として定義され、水平剛性や載荷能力に関係している。二次形状係数が大きい程、積層ゴムは扁平となり安定性が増すことになる。しかし、逆に $S_2$ が大きくなれば、水平剛性も大きくなり、要求性能(3)項と対立するようになる。従って、安定性の良い積層ゴムで、水平剛性をどこまで柔らかくする事ができるかが重要となる。(6)項の耐久性については、少なくとも建築物と同等以上の耐久性を有することが求められる。積層ゴムの耐久性は光、熱、オゾンなどによるゴムの劣化や静的応力によるクリープ等により影響を受ける。

以上より、我国において免震効果を十分に発揮させるためには、積層ゴムの圧縮応力度の範囲を拡大し、即ち高面圧下で使用することが有効となる。このためには形状係数 $S_1$ 、 $S_2$ を導入し、積層ゴムの形状を規定することが必要である。そこで、本章では主に以下の4項目について積層ゴムの特性の把握を行う。

(a) 限界圧縮応力度

(b) 最大変形量

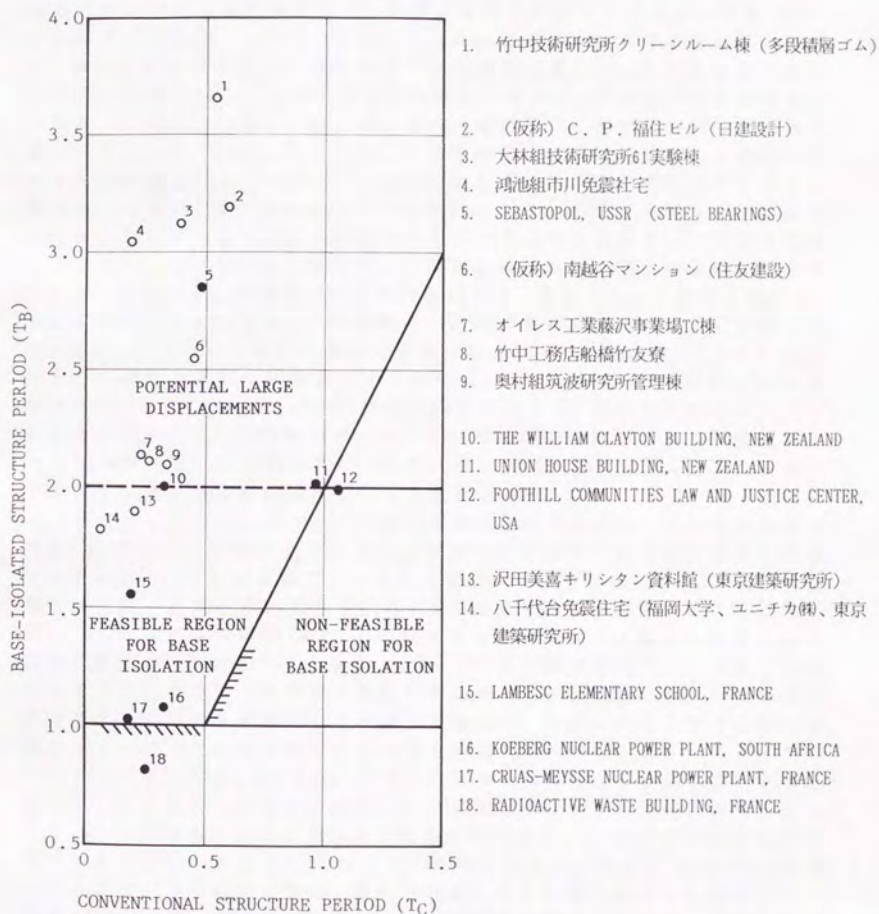


図2.5 免震建築物の固有周期と上部構造のみの固有周期の関係

(c) 剛性評価

(d) 復元力特性

まず、(a)項では従来ほとんど確認されていない積層ゴムの限界圧縮応力度を実物実験により確認する。(b)項の最大変形能力について、橋梁用ゴム支承では最大歪量を制限することで、許容変形量を規定<sup>25)</sup>している。本論では、この考え方を踏襲しつつも、積層ゴムの有限要素解析より得られる最大歪量と、最大歪量の予測式による結果との比較検討に基づき、破断変位の予測式を新たに提案する。(c)項の積層ゴムの剛性評価では、Haringx<sup>14)</sup>による圧縮力と水平力が同時に作用する曲げせん断棒の座屈理論に基づいた剛性算定式が幾つか提案されている。ここでは、これらの算定式を比較整理し、結果的に一つの式で表せることを示す。これらの算定式では、圧縮荷重のパラメータを含んでおり、圧縮荷重の変化が水平剛性に大きな影響を与える。圧縮荷重の変動に対しても水平剛性の変動が無視できるような積層ゴムの形状を追求し、この様な形状を有する積層ゴムの剛性評価にはより簡便な算定式が有効であることを示す。(d)項の復元力特性において、積層ゴムは小変形領域では、線形とみなすことができ、その剛性は、(c)項の算定式に基づき推定可能である。従来、積層ゴムを大変形領域で使用することはほとんどなく、このため大変形時の復元力特性にはあまり注意がはらわれていなかった。積層ゴムの変形量が大きくなるに従いゴムの材料非線形性により、復元力特性はハードニング型となる。復元力特性がハードニング型の場合、積層ゴムの弾性歪エネルギー $W_e$ は増大し、非線形応答により最大変形量は抑制される。しかし、逆に上部構造の応答加速度は増大することになる。

そもそも、このハードニング現象は接着型積層ゴムにおいて見られる特異現象である。この接着型と全く異なる挙動を示すものとして非接着型の積層ゴムがある。この様な積層ゴムは固着型積層ゴムと呼ばれている<sup>8)</sup>。固着型積層ゴムはゴムと鋼板間に生じる固着現象<sup>9)</sup>を利用する。固着とはゴムと鋼板間に発生する物理的吸着(摩擦)と化学反応の結果、ゴムと鋼板が接着された場合と同様の状態になることを指す。従ってゴムと鋼板間にすべりが生じない範囲であれば接着型と同様の取り扱いが可能である。固着型積層ゴムの復元力特性は小変形では接着型とはほぼ同じであるが、変形が大きくなるに従い剛性はゼロに近づき、完全弾塑性型の復元力特性を示す、全く新しいタイプのアイソレータである。図2.7はバイリニア型復元力特性の等価粘性減衰定数と塑性率の関係を示したものである。 $\beta$ は1次剛性 $K$ に対する降伏後剛性の比であり、 $\beta=0$ の場合が固着型の復元力特性に相当する。 $\beta>0$ の場合は接着型積層ゴムとダンパーの組合せに相当すると考えられる。同図より、従来の積層ゴムとダンパーの組合せでは、変形が大きくなるに従い等価粘性減衰定数は低下していくが、固着型の場合( $\beta=0$ )、変形量に関わらずほぼ一定の粘性減衰定数を保持している。この様に固着型積層ゴムは、ダンパーの機能も複合した性能を有しているとともに、接着型積層ゴムに見られるハードニング現象が生じないため上部構造のフロアレスポンスをより小さくすることが可能



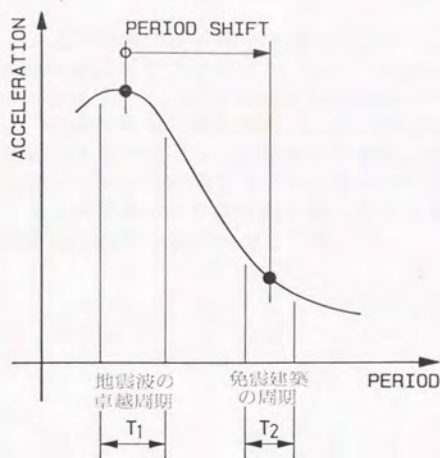


図2.6 加速度応答スペクトル

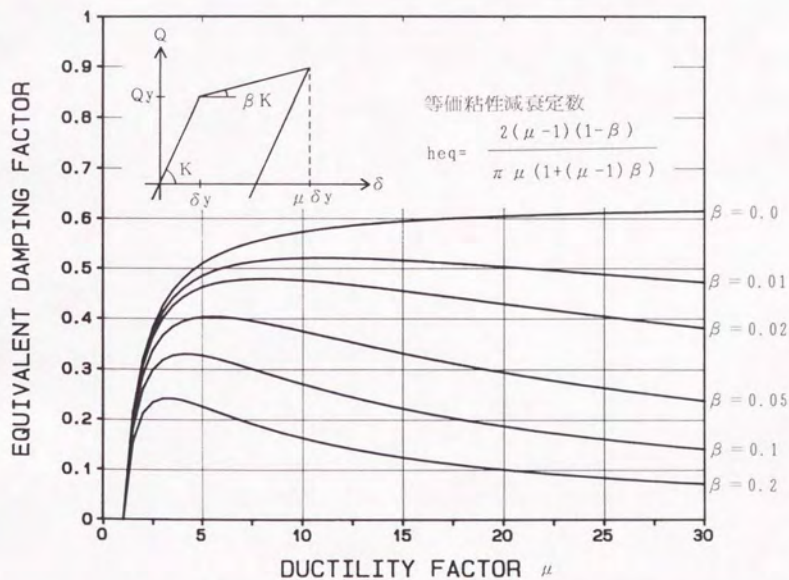


図2.7 バイリニア型復元力特性の等価粘性減衰定数

になると思われる。

以上、本章では、一連の積層ゴムに関する実験・解析の結果を基に、積層ゴムの設計に直接関わる諸量の定量化を計る。即ち、2.2節ではここで対象とする積層ゴムの形態の定義を行う。2.3節では接着型積層ゴムの限界圧縮応力度について考察する。2.4節では既に提案されている剛性評価式について検討を加え、2.5節では接着型積層ゴムの復元力特性及び破断変位について考察する。2.6節では新たに開発された固着型積層ゴムの復元力特性を明示し、若干の考察を加える。2.7節では積層ゴムの耐久性に関しての文献調査の結果とクリープ試験及び促進熱劣化試験の結果について述べる。

## 2.2 積層ゴムの形態

本論文で対象とする積層ゴムの形状は図2.8に示すものとする。ゴム層の平面形状は円形とし、その直径を $D$ 、ゴム一層厚を $t_R$ 、ゴム層数を $n$ とすれば、一次形状係数 $S_1$ 、二次形状係数 $S_2$ は次式により定義される。

$$S_1 = \frac{\text{受圧面積}}{\text{自由表面積}} = \frac{D}{4t_R} \quad (2.6)$$

$$S_2 = \frac{\text{直径}}{\text{全ゴム厚}} = \frac{D}{nt_R}$$

積層ゴムに用いられるゴム材料としては、天然ゴムと合成ゴムがあり、合成ゴムの中では、クロロプレンゴムが多く用いられている。クロロプレンゴムは耐候性に優れているといわれているのに対し、天然ゴムは機械的特性に優れており、総合的には積層ゴム用のゴム材料に適しているとされている。しかし、実際に使用されているゴム材料には添加剤や補強剤が多く混合されている。これら添加剤などはゴムの耐久性に影響を与えるため、適用に際してはゴム物性の十分な調査検討が必要である。現在積層ゴムに多用されているゴム材料の硬度は40程度である。免震効果をより高めるには、更に柔らかいゴム材料の開発・使用が望まれる。ここでは、ゴム材料の違いについての検討は行っていない。次節以降の考察は、天然ゴムを主原料(重量百分率で天然ゴム55%、カーボンブラック18%、加硫剤3%、加硫促進剤、老化防止剤等24%)とした、ゴム硬度40の積層ゴムを用いた実験結果に主に基づいている。

積層ゴムの呼称は次の命名法に従うものとする。

$$A_{40} - D \times t_R - n$$

ここで、 $A$ とはゴムの組成を表し、添字の40は硬度を示している。

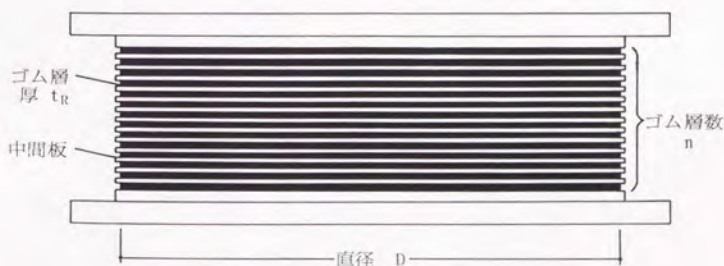


図2.8 積層ゴムの形状

### 2.3 限界圧縮応力度

表2.1に示す形状の異なる4種類の積層ゴムについて限界圧縮応力度を調査した。使用した試験機は東京大学総合試験所の2000ton圧縮試験機である。図2.9は4種類の積層ゴムについて圧縮試験を行った際の、圧縮応力度と鉛直変形量の関係を示す。4種類の試験体の内A<sub>40</sub>-500×7-14供試体のみは、試験機の能力内で限界荷重を見出すことはできなかった。他の3体の試験体は圧縮応力度900kg/cm<sup>2</sup>以上で載荷能力を喪失している。いずれの試験体でも圧縮荷重が大きくなるに従い、積層ゴムの横方向変形が徐々に大きくなり、最終的にはせん断座屈を起こしたような状態に至って荷重支持能力を失った。同図より、一次形状係数が大きい方が限界圧縮応力度は大きくなっており、一次形状係数が15程度以上の場合、限界圧縮応力度は1000kg/cm<sup>2</sup>以上であることが判る。

図2.10に、A<sub>40</sub>-500×7-14供試体の圧縮試験を有限要素解析によりシミュレーションした時の最大主歪度と圧縮応力度の関係を示す(資料編参照)。同図より、最大引張主歪度は圧縮荷重にほぼ比例して増加しており、圧縮応力度1000kg/cm<sup>2</sup>時の最大引張歪度は約350%に達した。同様に図2.11は積層ゴムの有限要素解析より得られたゴム層の歪度分布を示す。圧縮側、引張側主歪ともに圧縮応力度の増加とともに大きくなるが、増加量が顕著なのはゴム層周辺部であり、中心部では歪が殆ど大きくなっていない。なお、中間主歪度は圧縮側、引張側主歪度に比べ殆ど無視できるくらい小さな値である。これらより、積層ゴムの圧縮時には、ゴム中心部では歪の発生が非常に小さく、3軸圧縮応力状態を形成して荷重を支持していると考えられる。

ゴム材料の破断伸びは600%以上であり、この点からすれば最大歪が破断歪に達するには1.5倍近い圧縮荷重が必要であろう。以上より、二次形状係数が5程度で、一次形状係数が15程度以上の積層ゴムの限界圧縮応力度は少なくとも1000kg/cm<sup>2</sup>以上であると言える。

表2.1 限界圧縮試験

供試体	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	限界圧縮応力度
A <sub>40</sub> -500×7-14	17.9	5.1	≥ 1018 (kg/cm <sup>2</sup> )
A <sub>40</sub> -500×10-10	12.5	5.0	912
A <sub>40</sub> -400×7-11	14.3	5.2	1114
A <sub>40</sub> -400×10-8	10.0	5.0	951

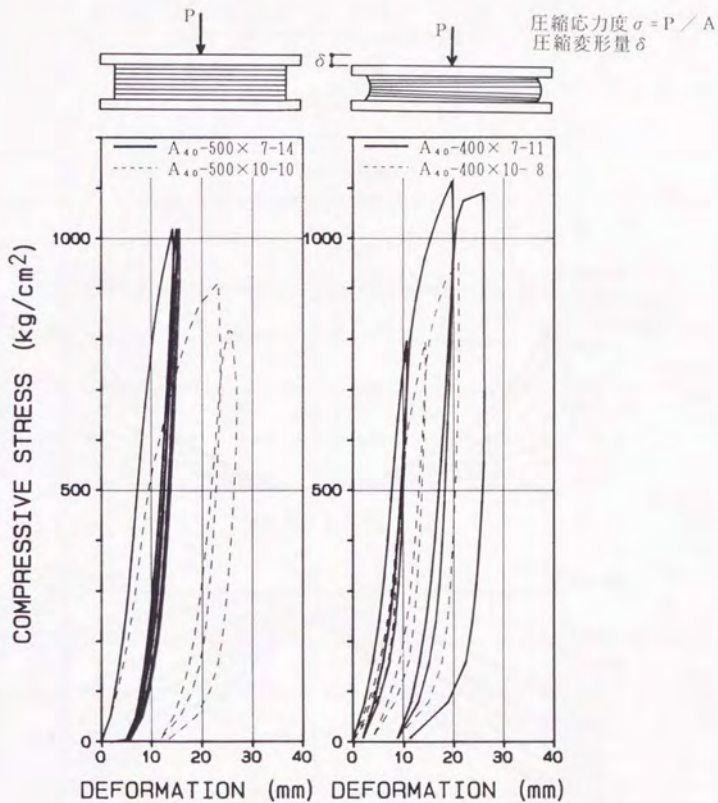


図2.9 圧縮応力度と圧縮変形量の関係

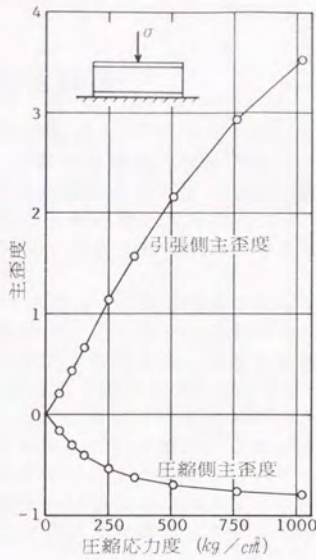


図2.10 FEM解析による最大主歪度

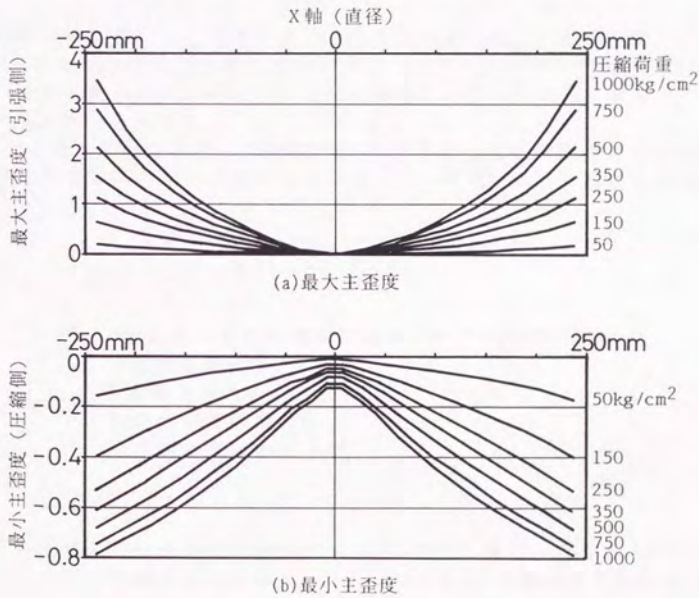


図2.11 圧縮载荷時のゴム層（下から8層目）のX軸上の最大主歪度と最小主歪度の分布

## 2.4 積層ゴムの剛性評価

積層ゴムの圧縮応力度の範囲として0から150kg/cm<sup>2</sup>程度を考慮し、剛性評価式の検討を行う。ここで最大圧縮応力度を150kg/cm<sup>2</sup>程度としたのは図2.17において少なくとも周期4秒程度を達成するには、積層ゴムをこの程度の圧縮応力度の下で使用する必要があるからである。一方、最小圧縮応力度を0kg/cm<sup>2</sup>としているのは、原則として積層ゴムには引張応力度を作用させないようにするためである。

積層ゴムの引張試験は藤田ら<sup>24)</sup>により実施されている。これによれば実物の積層ゴムに対する引張応力度と引張変形量との関係は図2.12に示すようなバイリニア型となることが示されている。初期引張剛性は圧縮時の剛性に比べ若干柔らかくなり、折点の応力度は約20kg/cm<sup>2</sup>程度である。完全に破断に至るには引張応力度で70kg/cm<sup>2</sup>程度、引張歪で300%以上を必要とする。この様に大きな引張伸びを示すのは、実験に用いた積層ゴムの周囲に一体に成形されている保護ゴム層の影響によるものではないかと考えられる。P.B.Lindley<sup>3)</sup>によれば、橋梁用ゴム支承への引張応力度 $\sigma_t$ はゴム内部に亀裂が生じない範囲として次式の値以下にするよう提案している。

$$\sigma_t < \frac{1}{2} E_0 \left( 1 - \frac{1}{S_1} \right) \quad (2.7)$$

ここで $E_0$ はゴム材料のヤング率である。(2.7)式によれば、硬度40程度のゴムに対して $\sigma_t$ は数kg/cm<sup>2</sup>以下に抑えなければならない。この様に積層ゴムの引張強度は圧縮強度に比べ非常に小さいため積層ゴムに引張応力は作用させないことが望ましいといえる。

積層ゴムの水平剛性 $K_H$ は、Haringx<sup>14)</sup>により求められた弾性体に水平力と圧縮力が作用する場合の座屈問題の解に基づき、次式のように求められる。

$$K_H = \frac{P^2}{2k_r q \tan\left(\frac{qh}{2}\right) - Ph} \quad (2.8)$$

ここで、 $K_H$ :鉛直荷重を考慮した積層ゴムの水平剛性(t/cm)

$P$ :鉛直荷重(t)

$h$ :積層ゴムの全高さ(cm)

$k_s$ :有効せん断剛性(t)

$k_r$ :有効曲げ剛性(t·cm<sup>2</sup>)

$$q = \sqrt{\frac{P}{k_r} \left( 1 + \frac{P}{k_s} \right)}$$

水平剛性の算出についてはP.B.Lindley<sup>15)</sup>、A.N.Gent<sup>16)</sup>、藤田ら<sup>17)</sup>による提案があり、 $k_r$ 、 $h$ の算定方法に違いがある。表2.2に $k_r$ 、 $k_s$ 、 $h$ の算定方法を示す。同

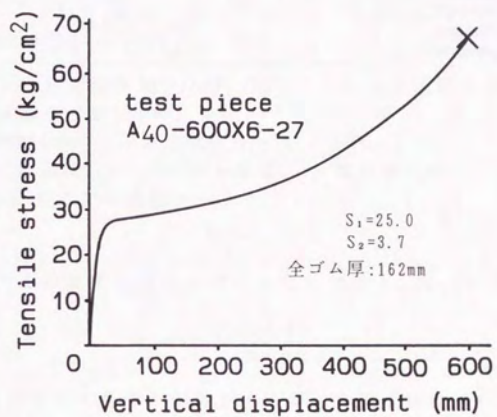
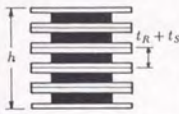
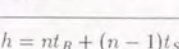
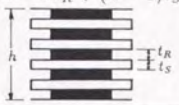


図2.12 積層ゴムの引張試験



表 2.2 水平剛性算出用パラメータ

提案者	$k_r$	$k_s$	$h$
P.B.Lindley	$k_r = E_r I \frac{(t_R + t_S)}{t_R^2}$ $E_r = E_0 \left(1 + \frac{2}{3} \kappa S_1^2\right)$	$k_s = GA \frac{(t_R + t_S)}{t_R}$	$h = n(t_R + t_S)$ 
A.N.Gent	$k_r = E_r I \frac{(t_R + t_S)}{t_R}$ $E_r = E_0 (1 + 0.5 S_1^2)$		$h$ 
藤田	$k_r = E_{ap} I \frac{(t_R + t_S)}{t_R}$ $E_{ap} = \frac{E_r E_b}{E_r + E_b}$ $E_r = E_0 \left(1 + \frac{2}{3} \kappa S_1^2\right)$		$h = n t_R + (n - 1) t_S$ 

ここで、 $E_0$ : ゴムの縦弾性係数 ( $t/cm^2$ )、 $G$ : ゴムのせん断弾性係数 ( $t/cm^2$ )  
 $E_b$ : 体積弾性係数 ( $t/cm^2$ )  
 $A$ : 断面積 ( $cm^2$ )、 $I$ : 断面2次モーメント ( $cm^4$ )  
 $t_R$ : ゴム一層厚 ( $cm$ )、 $n$ : ゴム層数、 $t_S$ : 鋼板厚 ( $cm$ )  
 $\kappa$ : ゴム硬度による係数

表より、せん断剛性  $k_s$  の算定方法はいずれも同一であり、次式で表せる。

$$k_s = GA \frac{(t_R + t_S)}{t_R} \quad (2.9)$$

曲げ剛性  $k_r$  の算定方法には多少の差異があるが、次式に集約される。

$$k_r = E_{rb} I \frac{(t_R + t_S)}{t_R} \quad (2.10)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad E_{rb} &= E_r \cdot E_b / (E_r + E_b) \\ E_r &= E_0 \left(1 + \frac{2}{3} \kappa S_1^2\right) \end{aligned}$$

ゴムは非圧縮性材料であり、変形が小さい範囲では  $\nu = 0.5$  とおける。従って縦弾性係数  $E_0$  とせん断弾性係数  $G$  の関係は  $E_0 = 3G$  となる。よってみかけの弾性係数  $E_r$  は次式で表せる。

$$E_r = 3G \left(1 + \frac{2}{3} \kappa S_1^2\right) \quad (2.11)$$

ここで、ゴム弾性理論によれば(付録1参照)、 $E_r = 3G(1 + 2S_1^2/3)$  であり、係数  $\kappa$  は実際のゴムとの対応を調整するための補正係数である。従って係数  $\kappa$  はゴム材料ごとに個別に決定されるべきものである。参考までに P.B.Lindley<sup>4)15)</sup> が

表 2.3 Lindley による硬度と  $\kappa$ ,  $E_b$  の対応

硬度 ( $\pm 2$ )	$G(\text{kg/cm}^2)$	$\kappa$	$E_b(\text{kg/cm}^2)$
30	3.0	0.93	20,400
35	3.7	0.89	20,400
40	4.5	0.85	20,400
45	5.4	0.80	20,700
50	6.4	0.73	21,000
55	8.1	0.64	21,300
60	10.6	0.57	21,600

実験を基に定めた硬度と  $\kappa$ ,  $E_b$  との対応関係を表 2.3 に示す。(2.9) 式, (2.10) 式において、右辺に  $(t_R + t_S)$  が乗じられているのは、ゴム層と鋼板から成る複合体である積層ゴムの有効剛性に換算する為である。即ち、積層ゴムの有効剛性を  $k_s = (GA)_{eff}$ ,  $k_r = (EI)_{eff}$  とする時、鋼板はゴムに比べれば剛体と考えられるので、

$$(GA)_{eff}/h = GA/nt_R$$

$$(EI)_{eff}/h = E_{rb}I/nt_R$$

となる。ゆえに

$$k_s = (GA)_{eff} = GA \frac{h}{nt_R}$$

$$k_r = (EI)_{eff} = E_{rb}I \frac{h}{nt_R}$$

となる。この補正された剛性を用いる事で、積層ゴムを均一な材料として取り扱う事が可能となる。両式と (2.9) 式, (2.10) 式を比較すれば、積層ゴムの全高さ  $h$  として、

$$h = n(t_R + t_S) \quad (2.12)$$

を用いている事になり、せん断、曲げ剛性として (2.9) 式, (2.10) 式を用いる場合は、全高さ  $h$  として (2.12) 式を用いるのが妥当である。(2.8) 式に (2.9) 式から (2.12) 式を代入して

$$A = \frac{\pi D^2}{4}, \quad I = \frac{D^2}{16} A, \quad t_{RS} = \frac{(t_R + t_S)}{t_R}, \quad h = \frac{D}{S_2} t_{RS}, \quad P = A \cdot \sigma \quad (2.13)$$

を考慮すれば、(2.8) 式は次のように表せる。

$$K_H = \frac{\pi \sigma^2}{2q^4 k_r' \tan(2q^4 t_{RS}/S_2) - 4t_{RS} \sigma / S_2} D \quad (2.14)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} q' &= \sqrt{\frac{\sigma}{k_r'} \left(1 + \frac{\sigma}{k_r'}\right)} \\ k_r' &= E_{rb} \cdot t_{RS} \\ k_s' &= G \cdot t_{RS} \end{aligned}$$

一方、鉛直荷重  $P$  を考慮しない場合の水平剛性算定式として

$$K_{H0} = \left( \frac{nt_R}{GA} + \frac{n^3 t_R^3}{12E_r I} \right)^{-1} \quad (2.15)$$

ここで、 $K_{H0}$ : 鉛直荷重を考慮しない積層ゴムの水平剛性 ( $t/cm$ )

がある。(2.15) 式に (2.11) 式、(2.13) 式を代入して整理すれば

$$K_{H0} = \frac{GA}{nt_R} \left( 1 + \frac{4}{9S_2^2} \frac{1}{(1 + 2\kappa S_1^2/3)} \right)^{-1} \quad (2.16)$$

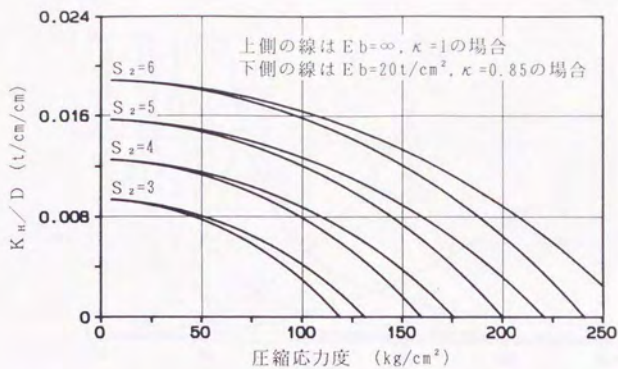
となり、 $S_1$ 、 $S_2$  が大きい場合、(2.16) 式は次式により近似できる。

$$K_{H0} = \frac{GA}{nt_R} = \frac{\pi D}{4} GS_2 \quad (2.17)$$

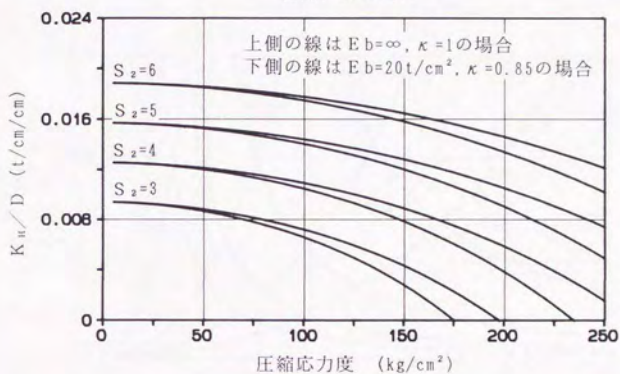
(2.17) 式は (2.14) 式において  $\sigma \rightarrow 0$  となる時、 $\tan(2q't_{RS}/S_2) \approx 2q't_{RS}/S_2$  となることを考慮して整理した場合の式に一致する。(2.14) 式によれば、水平剛性  $K_H$  はゴム直径  $D$  に比例し、形状係数と圧縮応力度に大きく依存していることが判る。そこで、水平剛性を直径で除した値  $K_H/D$  と圧縮応力度  $\sigma$  の関係を、 $S_1$  と  $S_2$  をパラメータとして描いたものが図 2.13 である。同図では、せん断弾性係数  $G = 4kg/cm^2$ 、 $t_{RS} = 1.5$  とし、 $S_1 = 10, 15, 20$  に対し、 $S_2$  を 3, 4, 5, 6 と変化させている。同図より  $S_1$ 、 $S_2$  が大きい方が水平剛性  $K_H$  に圧縮応力度が及ぼす影響は小さくなる。また  $\sigma = 0$  に於ける  $K_H/D$  の値は (2.17) 式より求められる  $K_{H0}/D = \pi GS_2/4$  に一致する。圧縮応力度が水平剛性に及ぼす影響度を見るために、(2.14) 式と (2.17) 式を比較する。このことは (2.14) 式に於て、ある圧縮応力度  $\sigma$  における水平剛性  $K_H$  に対する圧縮応力度 0 の場合の水平剛性  $K_{H0}$  の比をとることと同じである。図 2.14 は (2.17) 式と (2.14) 式による水平剛性の比  $K_{H0}/K_H$  を圧縮応力度  $\sigma = 50, 100, 150kg/cm^2$  ごとにゴム層数  $n$  をパラメータとして描いたものである。同図より、次式が満足される場合は、 $K_{H0}/K_H$  が、ほぼ 1.1 以下となる事が判る。

$$S_1 \geq 15, \quad S_2 \geq 5 \quad (2.18)$$

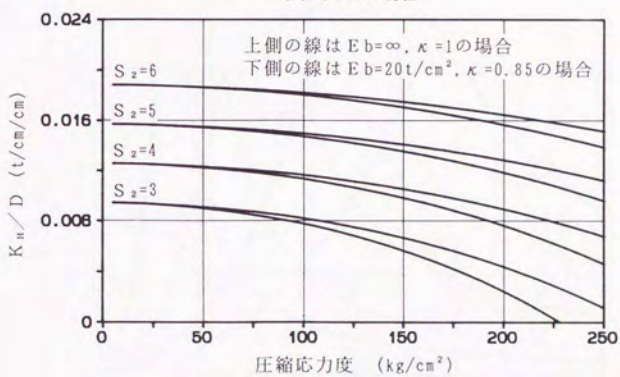
従って、この範囲内であれば圧縮荷重の変動に対する水平剛性の変化は  $\pm 10\%$  の範囲内にあり、(2.17) 式を用いて水平剛性を算出することができる。この形状



(a)  $S_1 = 10$  の場合



(b)  $S_1 = 15$  の場合



(c)  $S_1 = 20$  の場合

図2.13  $K_u/D$  と圧縮応力度の関係

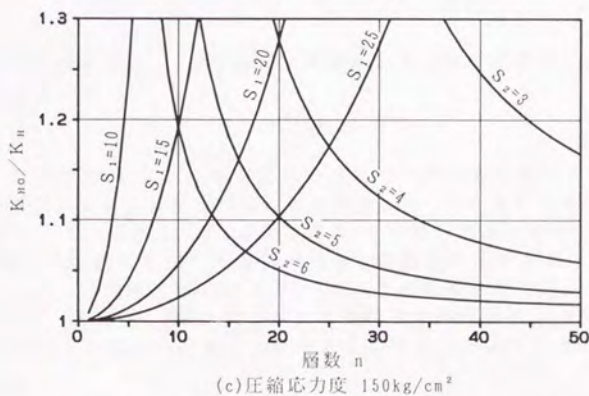
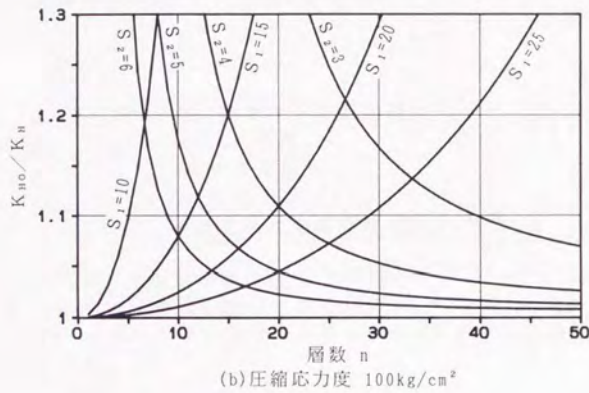
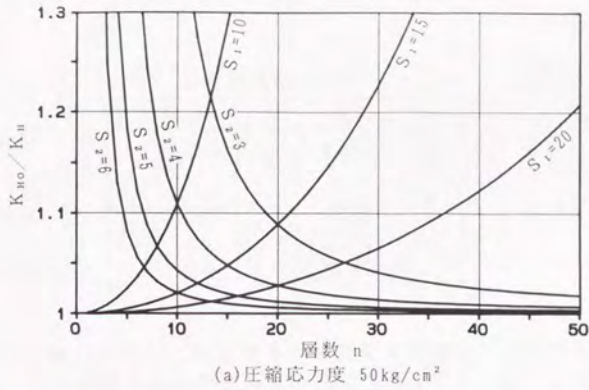


図2.14 圧縮荷重の影響を無視できる範囲について  
( $E_b=20 \text{ t/cm}^2$ ,  $\kappa=0.85$ とした場合)

表 2.4 鉛直剛性算定用パラメータ

提案者	$E_{cb}$
P.B.Lindley	$E_{cb} = 3G + \frac{6GS_1^2}{1 + \frac{6GS_1^2}{E_b}}$
藤田	$E_{cb} = \frac{E_c E_b}{(E_c + E_b)}$
C.J.Derham	$E_c = E_o(1 + 2\kappa S_1^2)$

係数の制限は文献7)において鉛直荷重の変動が水平剛性に及ぼす影響が無視できる領域として実験的に検証された条件に一致する。

積層ゴムの鉛直剛性  $K_V$  はゴム一層の圧縮剛性を  $k_c$  として次式で表せる。

$$K_V = \frac{k_c}{n}, \quad k_c = \frac{E_{cb} A}{t_R} \quad (2.19)$$

ここで、 $K_V$ : 積層ゴムの鉛直剛性 ( $t/cm$ )

$n$ : ゴム層数

$t_R$ : ゴム厚 ( $cm$ )

$A$ : 断面積 ( $cm^2$ )

$E_{cb}$ : 見かけの縦弾性係数 ( $t/cm^2$ )

$E_{cb}$  はゴム一層のみかけの弾性係数であり、P.B.Lindley<sup>15)</sup>、藤田<sup>17)</sup>、C.J.Derham<sup>18)</sup>等により、表 2.4 に示す計算式が提示されている。P.B.Lindley による  $E_{cb}$  は藤田らの式において  $\kappa=1$  とした場合に等しくなる。従ってみかけの弾性係数  $E_{cb}$  は次式でまとめられる。

$$E_{cb} = \frac{E_c \cdot E_b}{(E_c + E_b)}, \quad E_c = 3G(1 + 2\kappa S_1^2) \quad (2.20)$$

(2.19) 式に (2.20) 式を代入し、(2.13) 式を考慮すれば、鉛直剛性  $K_V$  は次式により求められる。

$$K_V = \frac{\pi D}{4} E_{cb} S_2 \quad (2.21)$$

この様に鉛直剛性は (2.17) 式の水平剛性の式と全く同じ形で表すことができ、積層ゴムの形状に大きく支配されることが判る。即ち  $S_1$  と  $S_2$  が大きい方が鉛直剛性  $K_V$  は大きくなる。図 2.15 は、 $S_1$  による  $K_V$  の変動を見るために、(2.21) 式を用い  $K_V/DS_2$  と  $S_1$  の関係を描いたものである。同図より  $S_1$  が大きい程  $K_V/DS_2$  は大きくなるが、体積弾性率  $E_b$  により  $K_V$  は大きく影響を受けることが判る。なお、文献 10) によれば、(2.20) 式に示すような体積弾性率による補正は一次形状係数  $S_1$  が大きい場合や圧縮応力度が大きい場合には必ず行う必要があるとしている。

表 2.5 剛性算出式と実験値との比較

単位:  $t/cm$ 

供試体	$S_1$	$S_2$	実験値		(2.17) 式	(2.21) 式	
			$K_H$	$K_V$		$E_b = \infty$	$E_b = 20t/cm^2$
$A_{40} - 500 \times 7 - 14$	17.9	5.1	0.81	1090	0.80(0.99)	1542(1.42)	1113(1.02)
$A_{40} - 500 \times 10 - 10$	12.5	5.0	0.73	830	0.79(1.08)	739(0.89)	622(0.75)
$A_{40} - 400 \times 7 - 11$	14.3	5.2	0.47	460	0.49(1.04)	603(1.31)	508(1.10)
$A_{40} - 400 \times 10 - 8$	10.0	5.0	0.39	400	0.47(1.21)	284(0.71)	261(0.65)

( ) 内は実験値に対する比率

以上より、水平剛性は(2.17)式により、鉛直剛性は(2.21)式により算出可能であることが判明した。これら両式と実験値との比較を行い、算定式の精度を確認する。表 2.5 に比較の対象とした供試体と比較の結果を示す。実験による水平剛性は、圧縮応力度  $60kg/cm^2$  で、せん断変形  $100mm$  での割線剛性であり、鉛直剛性は圧縮応力度  $30$  から  $150kg/cm^2$  間での平均値である。せん断弾性係数  $G$  は直径が  $500mm$  の場合  $4kg/cm^2$ 、 $400mm$  の場合  $3kg/cm^2$  とし、 $\kappa = 1$  としている。水平剛性  $K_{H0}$  は、(2.18) 式の範囲内にある供試体については、良い対応を示している。鉛直剛性についても  $S_1 = 10$  の供試体を除きほぼ実験値に対応しているが、前述のように  $S_1$  の大小により  $E_b$  による補正を行った方がより良い一致をみることができる。図 2.16 は  $A_{40} - 500 \times 7 - 14$  供試体を用いた圧縮せん断試験の結果より求めた圧縮応力度と水平剛性との関係である。実験による水平剛性はせん断変形  $100mm$  に於ける割線剛性である。水平剛性  $K_H$  の計算式には(2.14)式を用い、 $G = 4kg/cm^2$ 、 $E_b = \infty$ 、 $20$ 、 $10t/cm^2$  と変化させた。実験値と計算値は良い対応を示している。これより、圧縮荷重による水平剛性の変化は、(2.14)式により追跡可能であると言える。

免震構造の応答は、上部構造を 1 質点系とみなしても十分な精度で予測可能なものが多い。建築物を剛体とみなした時の一次固有周期  $T$  は、次式により求められる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{NK_{Hg}}} \quad , \quad K_H = \frac{\pi}{4} DGS_2 \quad (2.22)$$

ここで、 $T$ : 免震構造の周期 (sec) $W$ : 建物全重量 (t) $g$ : 重力加速度 ( $= 980cm/s^2$ ) $N$ : 積層ゴムの個数 $K_H$ : 積層ゴムの水平剛性 (t/cm) $D$ : 積層ゴムの直径 (cm) $S_2$ : 積層ゴムの二次形状係数 $G$ : ゴムのせん断弾性係数 (t/cm<sup>2</sup>)

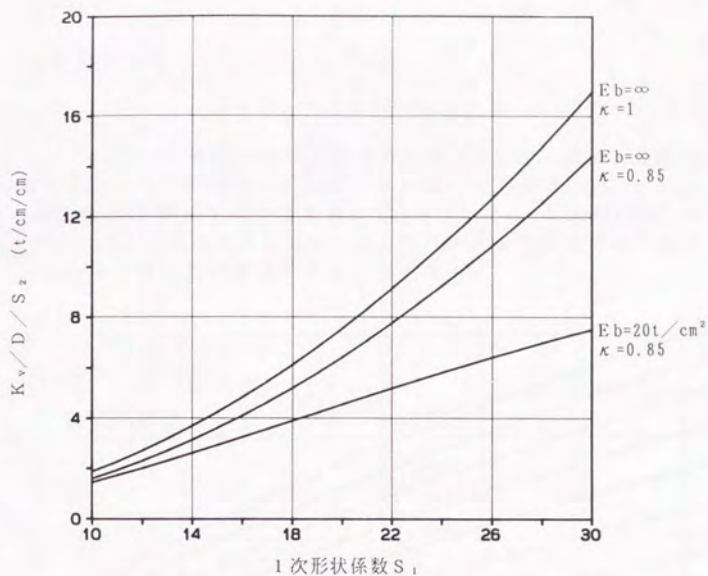


図2.15  $K_v/D/S_2$ と1次形状係数の関係

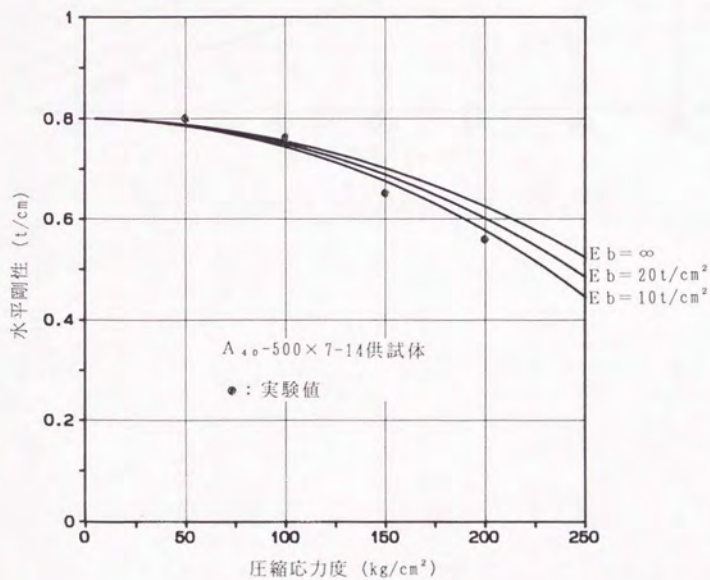


図2.16 水平剛性と圧縮応力度の関係



(2.22) 式を整理すれば

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \frac{\sigma D}{GS_2}} \approx 0.2 \sqrt{\frac{\sigma D}{GS_2}} \quad (2.23)$$

が得られる。ここで $\sigma$ は積層ゴムの圧縮応力度である。この式は、免震建築の固有周期と積層ゴムの直径及び圧縮応力度の関係を与える。図 2.17 に固有周期  $T$  と圧縮応力度  $\sigma$  の関係を  $D$  を変化させて示す。ただし、 $G = 4\text{kg/cm}^2$ 、 $S_2 = 5$  とした。同図より、免震効果を高めるには、直径の大きな積層ゴムを高圧縮応力度の下で使用することが有効であることが判る。

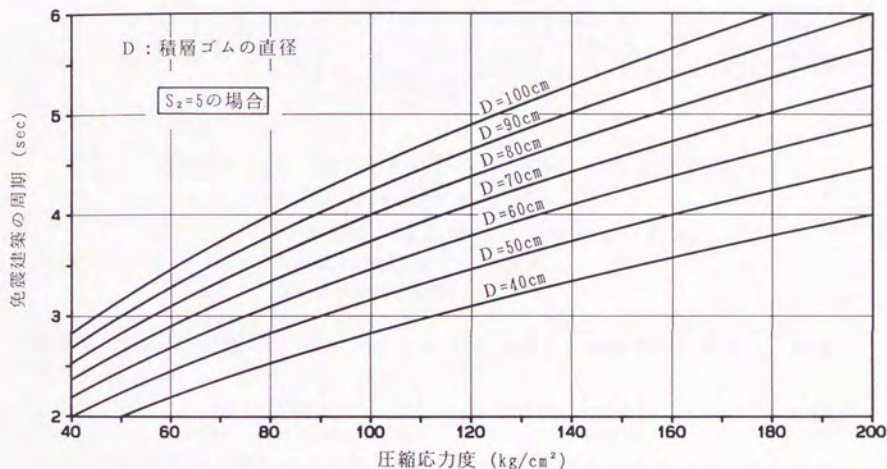


図 2.17 免震建築の 1 次固有周期と圧縮応力度の関係

## 2.5 接着型積層ゴムの復元力特性

接着型積層ゴムは図2.18に示すようにせん断変形率200%を越えたあたりからハードニング現象が見られるようになる。これはせん断変形が大きくなるに従い、高分子の分子鎖が伸び切り効果を示すためである。

一軸引張の場合についてこの分子鎖の伸び切り効果を考慮した応力度と伸長比の関係が、James, Guth, 古川等により提案されている<sup>19)20)23)</sup>。例えば、James-Guth式によれば、一軸引張における(図2.19(a))引張応力度 $f$ と伸長比 $\lambda$ の関係は次式で与えられている。

$$f = G \frac{\lambda_m}{3} \left\{ L^{-1} \left( \frac{\lambda}{\lambda_m} \right) - \lambda^{-\frac{3}{2}} L^{-1} \left( \frac{1}{\lambda^{\frac{1}{2}} \lambda_m} \right) \right\}$$

$$\approx G \left( \lambda - \frac{1}{\lambda^2} + \frac{3}{5} \frac{\lambda^3}{\lambda_m^2} + \frac{99}{175} \frac{\lambda^5}{\lambda_m^4} \right) \quad (2.24)$$

ここで、 $L^{-1}(x)$ : 逆ランジュバン関数

$$L^{-1}(x) \approx 3x + \frac{9}{5}x^3 + \frac{297}{175}x^5 + \frac{1539}{875}x^7 + \dots$$

$\lambda$ : 伸長比 (= 変形後の長さ/変形前の長さ)

$\lambda_m$ : 最大伸長比

$G$ : せん断弾性率

同様に、2軸伸長(図2.19(b))における引張応力度 $f_1$ と伸長比 $\lambda_1$ の関係は、次式となる。

$$f_1 = G \frac{\lambda_m}{3} \left\{ L^{-1} \left( \frac{\lambda_1}{\lambda_m} \right) - \frac{1}{\lambda_1^2 \lambda_2} L^{-1} \left( \frac{1}{\lambda_1 \lambda_2 \lambda_m} \right) \right\} \quad (2.25)$$

Treloar<sup>20)</sup>によれば、図2.19(c)に示す様な単純せん断変形の場合、材料が非圧縮性にかかわらず体積変化は伴わない事、XOY面に垂直な方向では、歪が生じない、即ち、伸長比が1であることを考慮すれば、主軸方向の伸長比は次式で与えられるとしている。

$$\lambda_1 = \lambda, \quad \lambda_2 = 1, \quad \lambda_3 = \frac{1}{\lambda} \quad (2.26)$$

主軸の方向はせん断変形の量に依存しており、せん断変形率 $\gamma$ と $\lambda$ の関係は、

$$\gamma = \lambda - \frac{1}{\lambda} \quad (2.27)$$

で与えられるとしている。A<sub>40</sub>-500×7-14供試体を対象とした有限要素解析により、積層ゴムの圧縮せん断裁荷のシミュレーションを行った(資料編参照)。解析の結果得られたゴム層の主歪度分布を図2.20に示す。中間主歪度は圧縮、引張の主歪度に比べると無視できるほどに小さい。同図より、ゴム層中央面

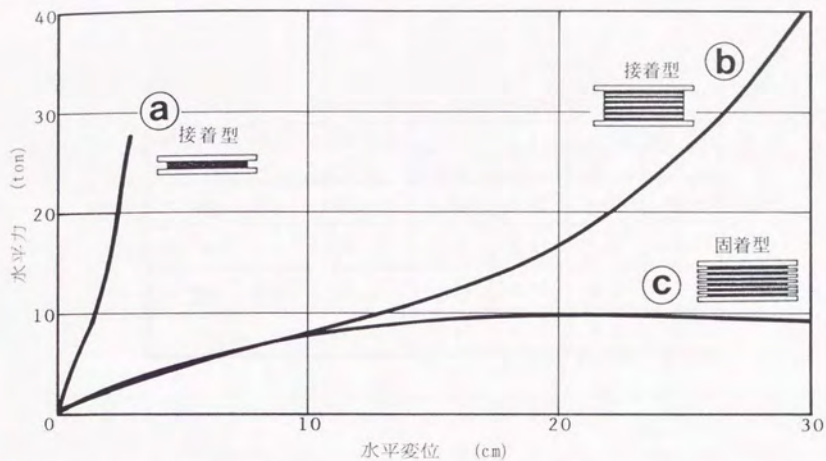


図2.18 接着型と固着型積層ゴムの履歴曲線

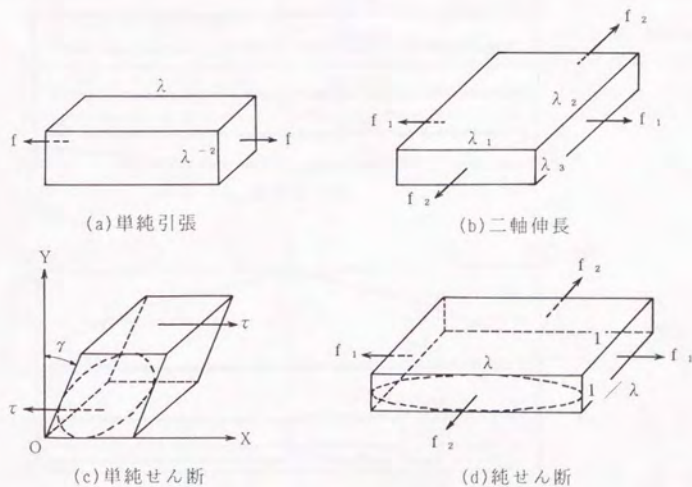


図2.19 ゴムブロックの変形状態

表2.6 せん断変形率 $\gamma$ と主伸長比の関係

せん断変形量 $\delta_s$ (mm)	せん断変形率 $\gamma$ (%)	主伸長比		工学歪	
		$\lambda_1$	$\lambda_3$	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_3$
100	102	1.63	0.61	0.63	-0.39
200	204	2.45	0.41	1.45	-0.59
300	306	3.36	0.30	2.36	-0.70
375	383	4.08	0.25	3.08	-0.75

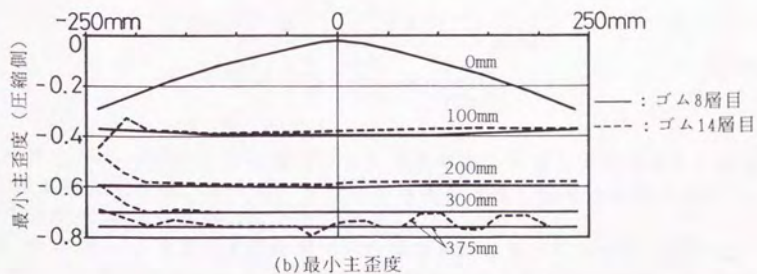
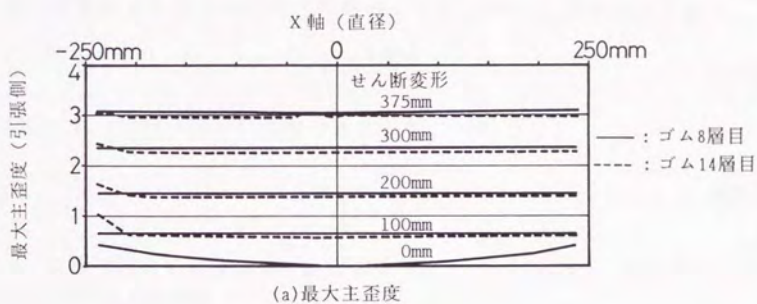


図2.20 圧縮せん断载荷時のゴム層のX軸上の最大主歪度と最小主歪度の分布

での歪度分布は、全面で均一となり、この傾向はせん断変形が大きくなっても変わらない。この解析結果と(2.26)式から得られる主歪度がほぼ一致することから、積層ゴムのせん断変形が単純せん断変形と見なせることを示す。そこで、まず(2.27)式によりせん断変形率 $\gamma=100, 200, 300, 380\%$ での伸長比 $\lambda$ を求め、これを(2.26)式に代入し主歪量 $\lambda_1, \lambda_3$ を求める。結果を工学歪に換算して、表2.6に示す。同表より、(2.26)式より得られる主歪量は、FEM解析結果(図2.20)に一致している。従って、積層ゴムのせん断変形時の変形状態は、単純せん断変形と見做して良いことが判る。

Treloar<sup>20)</sup>は、図2.19(c)に示すせん断応力度 $\tau$ と同図(d)における引張応力度 $f_1$ との関係を、歪エネルギー $W$ を用いて求めている。単純せん断変形において、

$$\tau = \frac{dW}{d\gamma} \quad (2.28)$$

であり、純せん断変形においては、

$$f_1 = \frac{dW}{d\lambda} \quad (2.29)$$

である。両変形とも主伸長比は(2.26)式で表されるので、(付6.14)式から判るように、両変形とも歪エネルギー $W$ は同一となる。従って、次式が得られる。

$$\tau = f_1 \left( \frac{d\lambda}{d\gamma} \right) \quad (2.30)$$

(2.27)式より、 $d\lambda/d\gamma = 1/(1+1/\lambda^2)$ であるから、

$$\tau = \frac{f_1}{\left(1 + \frac{1}{\lambda^2}\right)} \quad (2.31)$$

となる。ここで、純せん断変形における応力度 $f_1$ は、(2.25)式に(2.26)式を代入した次式で求められる。

$$\begin{aligned} f_1 &= G \frac{\lambda_m}{3} \left\{ L^{-1} \left( \frac{\lambda}{\lambda_m} \right) - \lambda^{-2} L^{-1} \left( \frac{1}{\lambda_m \lambda} \right) \right\} \\ &\approx G \left( \lambda - \frac{1}{\lambda^3} + \frac{3}{5} \frac{\lambda^3}{\lambda_m^2} + \frac{99}{175} \frac{\lambda^5}{\lambda_m^4} \right) \end{aligned} \quad (2.32)$$

以上の考察から、(2.31)式は積層ゴムにも適用できるものと考えられ、これに(2.32)式を代入すれば、分子鎖の伸び切り効果を考慮したせん断変形率 $\gamma$ とせん断応力度 $\tau$ との関係を得ることができる。

図2.21は表2.7に示す5体の積層ゴムの破断実験結果と(2.31)式、(2.32)式から求めたせん断応力度とせん断変形率との関係を示したものである。(2.32)式において $G = 4 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\lambda_m = 4$ としている。同図より、(2.31)式と(2.32)式は大

表2.7 破断水平変位

供試体	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	破断変位 $\delta_b$	せん断変形率	$\delta_b/D$	$\varepsilon_m$
A <sub>40</sub> -500×7-14	17.9	5.1	60	370mm	378%	0.74	4.8
A <sub>40</sub> -600×6.5-18	23.1	5.1	100	435	372	0.73	5.0
			150	453	387	0.76	5.8
A <sub>40</sub> -700×7-19	25.0	5.2	100	459	345	0.66	4.6
			150	464	349	0.66	4.9

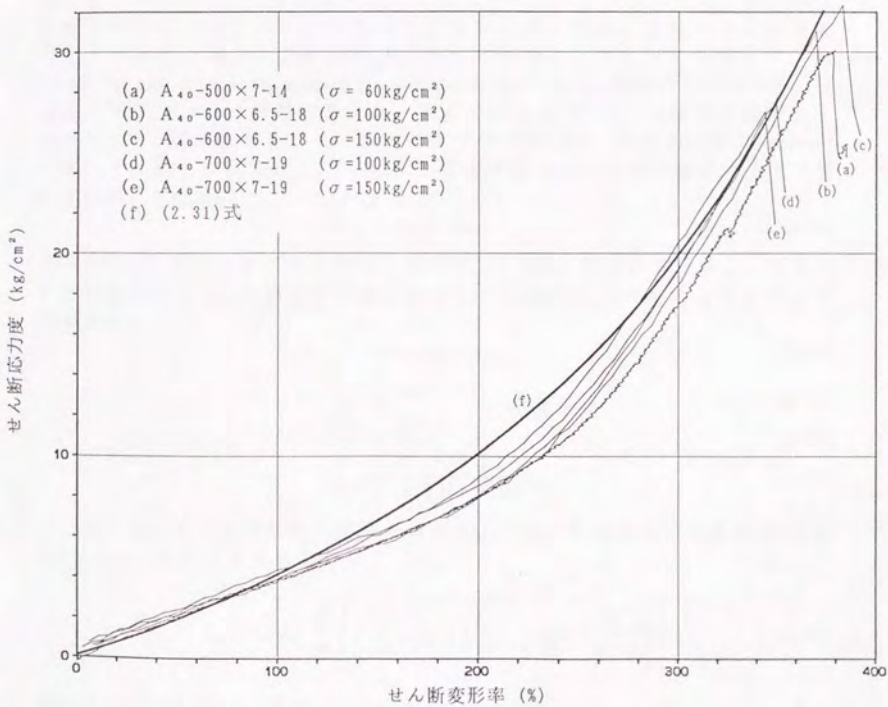


図2.21 接着型積層ゴムの復元力特性

変形領域まで含めた履歴曲線と良い対応を示すことが認められ、大変形領域まで含めた復元力特性の予測式として有効であることが判る。

現在、実際に建設されている免震建築では、積層ゴムのハードニング現象が顕著となる変形量以下を設計変位としているものが多い。これは上部構造のフロアレソポンス等を考慮した結果であると思われるが、このハードニング現象を積極的に利用し、強震時のストッパー的役割を与えることも可能であると思われる。しかし、この場合フロアレソポンスが大きくなる欠点はある。また、この様な設計を行うには最大変形能力(破断変位)が十分正確に把握される必要がある。

接着型積層ゴムの破断実験より得られた破断水平変位は表2.7に示すようにせん断変形率で350%以上、直径 $D$ の0.65~0.75倍となっている。文献24)において積層ゴムの縮小モデルを用いた破断実験の結果が報告されている。圧縮応力度は $70\text{kg/cm}^2$ 以下である。破断時のせん断変形率は500%、破断変位は直径の1.25倍であったと述べられている。この様に大きな破断変位を示すのは積層ゴムの形状、ゴム物性の差によるものであらうと思われる。このような破断変位を予測するには積層ゴムに生じる最大歪量に着目することが適当であると思われる。文献25)には、橋梁用ベアリングに対するアメリカのAASHTO(American Association of State Highway and Transportation Official 1977)、英国規準BE1/76など4種類の設計コードが紹介されている。4種類の設計コードにおいて、最大変形量はせん断変形率で50~70%以下、最大面圧は $100\text{kg/cm}^2$ 程度以下と規定されている。(2.33)式に英国規準における最大歪量の上限を規定する式<sup>25)</sup>を示す。

$$\varepsilon_m \leq \eta \varepsilon_b \quad (2.33)$$

ここで、 $\varepsilon_b$ は単純引張試験における破断伸び、 $\eta$ は荷重による係数。 $\varepsilon_m$ はせん断歪の総和であり、圧縮と水平変形によるせん断歪 $\gamma_c$ 、 $\gamma_s$ の和として次のように表せる。

$$\varepsilon_m = \gamma_s + \gamma_c \quad (2.34)$$

$$\text{ここで、} \gamma_s = \frac{\delta_s}{nt_R} \quad \delta_s: \text{水平変位} \quad (2.35)$$

$$\gamma_c = 6S_1 \varepsilon_c \quad (2.36)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P}{A_c} \frac{1}{3G(1+2\kappa S_1^2)} \quad (2.37)$$

ここで、 $A_c$ はせん断変形時の積層ゴムの最上下面の重なり部分の面積(有効面積)であり、次式で求められる。

$$A_c = A \left[ 1 - \frac{2}{\pi} \left\{ \left( \frac{\delta_s}{D} \right) \sqrt{1 - \left( \frac{\delta_s}{D} \right)^2} + \sin^{-1} \left( \frac{\delta_s}{D} \right) \right\} \right] \quad (2.38)$$

図2.22に $\delta_s/D$ と $A_c/A$ の関係を示す。同図より有効面積 $A_c$ は圧縮せん断変形の増大に伴い比例的に小さくなる。(2.37)式に於て、 $\delta_s=0$ の時の圧縮変形によ

るせん断歪を $\epsilon_{co}$ とする。図2.23は $\epsilon_{co}$ と(2.37)式による $\epsilon_c$ の比を $\delta_s/D$ を横軸に取って示したものである。同図より、圧縮によるせん断歪はせん断変形量の増加に伴い放物線的に増大することが判る。

一方、文献24)では積層ゴムの縮小モデルの実験結果を基に最大歪と変形能力との関係式の検討を行っている。それによると積層ゴムの破断変位は圧縮荷重 $P$ にはほとんど影響されないので、(2.34)式中の $\gamma_c$ は無視し、その代わり(2.33)式の $\epsilon_b$ としては、ゴム材料のせん断試験での破断伸びを用いるべきことが示されている。即ち、

$$\gamma_s \leq \epsilon'_b \quad (2.39)$$

ここで、 $\epsilon'_b$ : ゴム材料のせん断試験での破断伸び

図2.24に圧縮応力度 $100\text{kg/cm}^2$ を載荷した状態で、せん断変形を与えたFEM解析におけるゴム材料の最大主歪度とせん断変形率の関係を示す(資料編参照)。図中には、FEM解析結果の他、(2.34)式による最大主歪度の値も示されている。FEM解析による最大主歪度は、せん断変形率にほぼ比例して増大するのに対し、(2.34)式による値は、2次曲線的な増大を示す。これは、図2.23に示すように、(2.38)式の有効面積 $A_e$ がせん断変形 $\delta_s$ が大きくなるに従い0に近づくためである。従って、FEM解析による最大主歪量の変化に合致させるためには、(2.37)式において $A_e$ を $A$ に置き換えた式で圧縮によるせん断歪 $\gamma_c$ を考慮する方が適切である。即ち、 $\sigma = P/A$ とにおいて

$$\epsilon_m = \frac{\delta_s}{nt_R} + \frac{6S_1\sigma}{3G(1+2\kappa S_1^2)} \quad (2.40)$$

となる。(2.18)式を満足するような積層ゴムにおいては、 $1+2\kappa S_1^2 \approx 2\kappa S_1^2$  とおける。よって、(2.40)式より

$$\epsilon_m = \frac{\delta_s}{nt_R} + \frac{\sigma}{G\kappa S_1} \quad (2.41)$$

が得られる。図2.24中には、(2.41)式による最大歪も描かれている。同図より、(2.41)式による $\epsilon_m$ はほぼFEM解析の結果と対応している。ただし、初期値(せん断変形率0%)において、(2.41)式による値がFEM解析値を大きく上回っている。これは、FEM解析に用いたモデルにおいて、ゴム層をその厚さ方向に2分割しかしていない為に、ゴム層端部のはらみ出しが十分に表現できなかった為と考えられる。又、表2.7の破断実験において、 $G = 4\text{kg/cm}^2$ 、 $\kappa = 0.85$ として(2.41)式により $\epsilon_m$ を推定すれば460~580%が得られる。これは、ゴムの破断伸び600%に近い値である。以上より、(2.41)式は積層ゴムの最大歪を推定するのに有効であると言える。



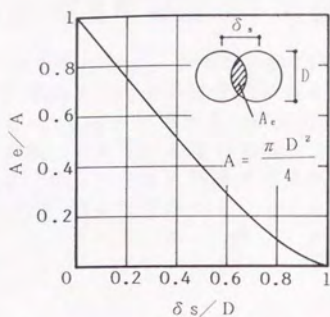


図2.22 せん断変形と有効面積の関係

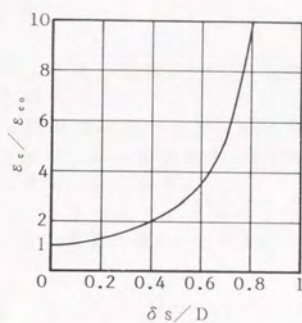


図2.23 せん断変形と圧縮による歪量との関係

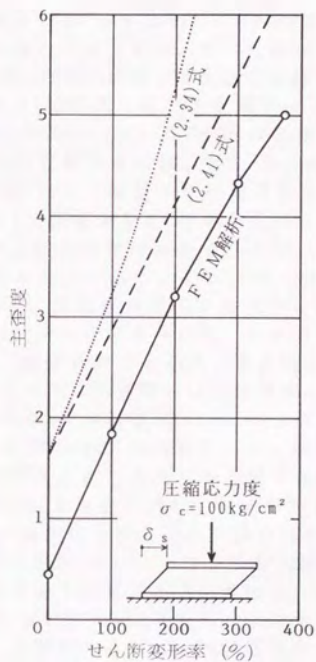


図2.24 FEM解析による最大主歪度と予測式との比較

## 2.6 固着型積層ゴムの復元力特性

固着型積層ゴムの場合、図2.18に示すように小変形領域までは接着型と同等の挙動を示すが、接着型にみられる中変形領域からのハードニング現象はみられず、完全弾塑性型の復元力特性を示す。固着型においてすべりが発生するのは、ゴムと接触面の状態によっても異なるが、せん断変形率200%以降である。ゴムの摩擦に関連する文献としては文献22)23)がある。

文献22)は橋梁用ベアリングとしてのゴムパッドとコンクリートとの摩擦について論じている。文献では実験より得られた摩擦係数 $\mu$ と圧縮荷重 $P$ の関係が

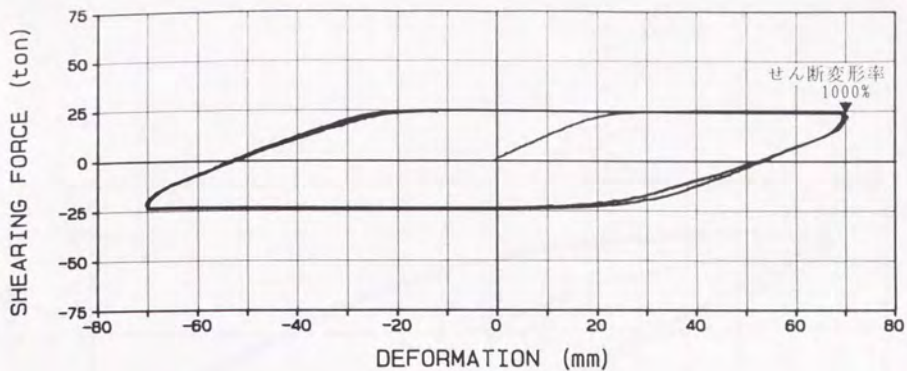
$$\mu = \mu_{\infty} + \frac{F_0}{P} \quad (2.42)$$

の形で与えられている。ここで $\mu_{\infty}$ は荷重が非常に大きい場合の $\mu$ の極小値、 $F_0$ は比例定数である。又、Shallmachは摩擦係数 $\mu$ が荷重 $P$ に対して

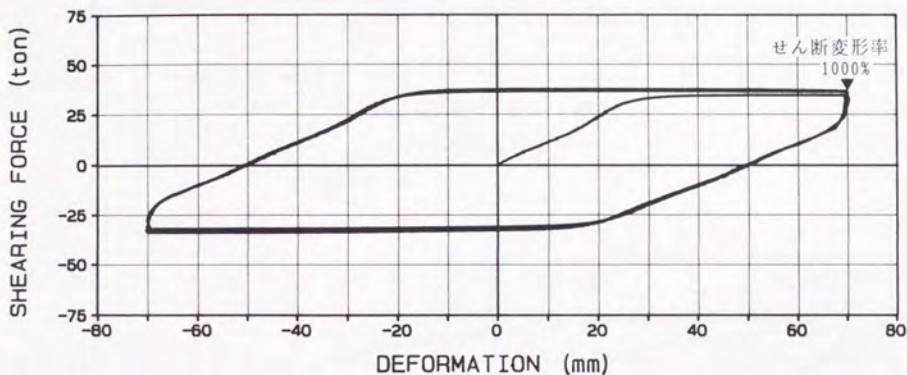
$$\mu = aP^{-m} \quad \text{ここで、} a: \text{定数} \quad (2.43)$$

の関係にあることを述べている<sup>23)</sup>。 $m$ は1/3と示されているが、荷重が大きくなるに従い $m$ も大きくなるとされている。ゴムの摩擦は金属の場合に比べ非常に複雑であり、接触面積、荷重、速度、接触面の状態、温度、潤滑などによって影響を受ける。ここでは(2.43)式に基づき実験データの整理を試みる。

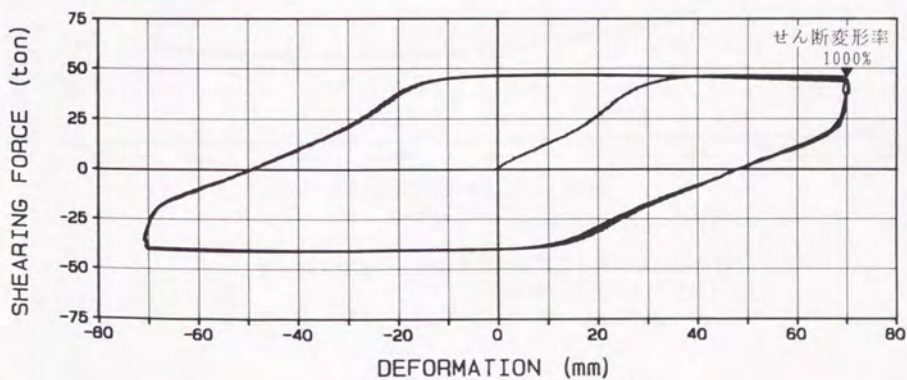
図2.25にゴム単層(直径500mm、ゴム厚7mm)の圧縮せん断試験による履歴曲線を示す(資料編参照)。圧縮荷重は50, 150, 300tonの3通りで、最大変形はせん断変形率で $\pm 100\%$ である。同図より圧縮荷重が大きい方が履歴面積、最大耐力ともに大きくなる。圧縮荷重が50tの場合はきれいな完全弾塑性型の復元力特性を示している。圧縮荷重が大きくなるに従い、最大変形点付近での履歴曲線が丸みを帯びるようになる。これは同一の試験体(ゴムシート)を繰返し使用したことにより、周辺部のゴムが鋼板間に巻き込まれる様な現象が生じたのが、原因ではないかと考えられる。いずれにしても、同一振幅での繰返し加力を行っても、履歴曲線は全く同一線を描いており、安定した挙動を示すことが認められる。また、初期剛性は圧縮荷重の違いによらず、同一の値となっている。多層供試体(ゴム直径500mm、ゴム厚7mmの10層)の場合を図2.26に示す。圧縮荷重は50tと150tの場合である。単層供試体の場合とほぼ同様に、せん断変形率200%をこえたあたりから滑りが認められ、せん断変形率 $\pm 400\%$ でのせん断加力による履歴曲線は、完全弾塑性型に近い形状を示すことが判る。図2.27にせん断耐力係数と圧縮荷重の関係を、図2.28にゴム層数とせん断耐力係数の関係を示す。ここで、せん断耐力係数とは、摩擦係数と同様に最大耐力を圧縮荷重で除した値である。両図よりせん断耐力係数と圧縮荷重の関係は、(2.43)式において $m=2/3$ とした式で求められ、せん断耐力係数は層数に逆比例することが認められる。固着型の变形性能は接着型に比べ優れたものであり、それ自身によるエネルギー吸収も十分期待できる。固着型



(a) 圧縮荷重 50tの場合

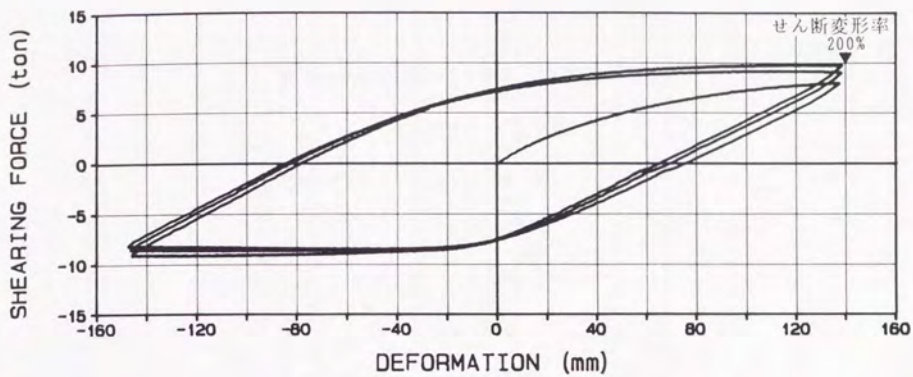


(b) 圧縮荷重 150tの場合

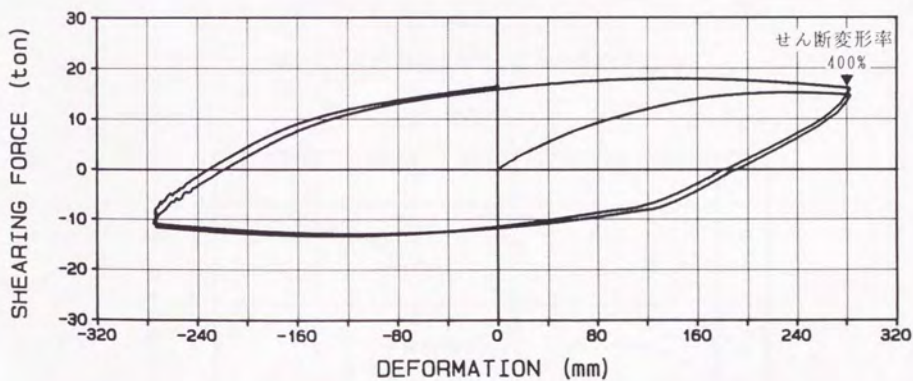


(c) 圧縮荷重 300tの場合

図2.25 固着型単層供試体の水平力と水平変位の関係  
( $A_4$ -500×7-1供試体、銅メッキ板使用)



(a) 圧縮荷重 50tの場合



(b) 圧縮荷重 150tの場合

図2.26 固定型多層供試体の水平力と水平変位の関係  
( $\Lambda_{40}$ -500×7-10供試体、銅メッキ板使用)

積層ゴムの終局状態はその構造から、接着型のような衝撃的なものではないことが容易に想像される。

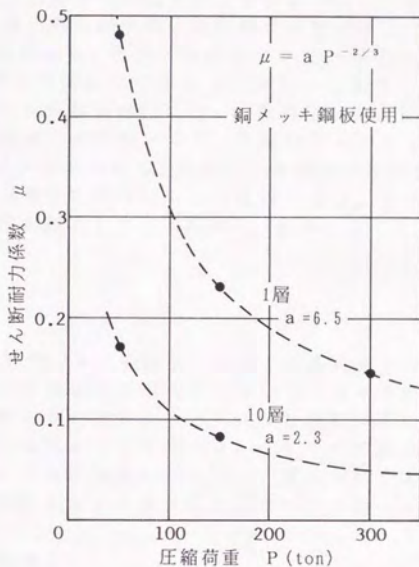


図2.27 せん断耐力係数と圧縮荷重の関係

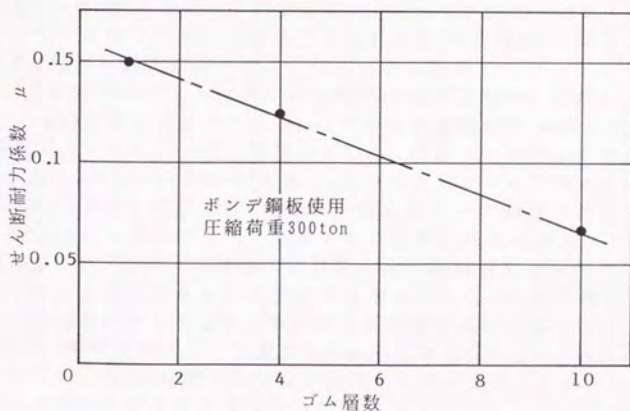


図2.28 せん断耐力係数とゴム層数の関係

## 2.7 積層ゴムの耐久性

ゴム製品は、その使用条件その他の外部からの刺激、あるいは混合物の組成等の内部からの刺激、即ち物理的、化学的な要因に基づく刺激を受けて、初期にもっていた機械的性質、外観、形状等が時間の経過とともに変化していく。実用上、その変化が問題になる状態に達してしまうことをゴムの劣化と呼ぶ。ゴムの劣化にかかわる要因には、内部的なものとしてゴム混合物における充填剤、架橋形態などが挙げられ、外部的なものとして、化学的、物理的（機械的）な要因が挙げられる。図2.29に主な外部要因をまとめて示す。ゴムの劣化に関しては様々な要因がからみ複雑である。積層ゴムの場合、特に注意すべき外部劣化要因としては、次の2つを挙げることができる。

### 1. ゴムの酸化

### 2. クリープ

本節ではまず、ゴム（積層ゴム）の耐久性に関し文献調査を行い、調査結果を基にゴム材料あるいは積層ゴムの耐久性について考察する。その後、積層ゴムのクリープ特性を調べるためのクリープ試験と積層ゴムの熱劣化（酸化）に関する試験を実施した結果について述べる。クリープ試験からは、試験結果に基づき設計上考慮すべき積層ゴムのクリープ量について考察し、熱劣化試験では劣化により履歴特性がどのような変化を受けるかについて検討する。

#### ● 耐久性に関する文献調査

積層ゴムアイソレータの耐久性に関する文献としては、26)～36)がある。文献26)～32)は実際の建物や橋に用いられたアイソレータに関する調査研究であり、文献33)～35)は主にゴム材料自体のクリープ特性、疲労試験に関するものである。文献36)は建築の分野ではないが、ヘリコプターのローター用ベアリングとして用いられている積層ゴムの耐久性(使用条件)に関するものである。以下、簡単に各文献について、その内容を紹介する。

文献26)は、1966年にロンドンのSt.Jame's Park地下鉄駅の上に建設された建物(Albany Court)に関するものである。この建物の重量は約1300tonで、これを13個の積層ゴムアイソレータで支持している。積層ゴムの平面形は長方形で、最大のものは600×500×300mmである。1個の積層ゴムが支持する鉛直荷重は60～200tonである。文献では、主に8年間のクリープ観測の結果と積層ゴムの耐久性について述べてある。積層ゴムは外観上劣化は観察されず、硬度の変化もなかった。クリープは物理的課程と化学的課程に分けて考えることができ、実験により両プロセスの予測式を求めている。この予測式と8年間の実際の計測値を比較した結果、予測式と計測値は良い対応を示した。この予測式による100年後のクリープ量は約5.4mmとなる。最後に、筆者はここで用いたベアリングは100年間くらいは十分使用に耐え得ることが予測され、これはたいへん控えめな予測であるとつけ加えている。

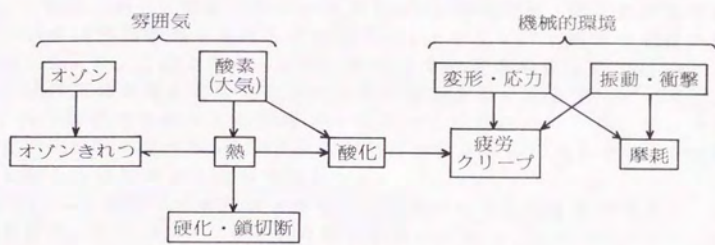


図2.29 ゴムの劣化の主な外的要因と現象

文献27)は、1962年に英国に建設の道路橋(Hunts Kennel Bridge)に使用された積層ゴムに関するものである。積層ゴムは全部で32体使用されており、大きさは $406 \times 279 \times 181\text{mm}$ である。厚さ $9.5\text{mm}$ の保護ゴムを有している。硬度(IRHD)は70である。ゴムは、天然ゴムを使用し、天然ゴム100に対し、カーボンブラックは50である。設計鉛直荷重は $70\text{ton}(\sigma = 62\text{kg/cm}^2)$ 。論文では、2体の積層ゴムを取り替えて、設置後20年経った積層ゴムに関して、その劣化状態を詳しく調査している。圧縮及び圧縮せん断実験を取り替えた2体について実施した結果、鉛直バネ定数、水平バネ定数ともに設計値にはほぼ一致した。ゴム素材の化学的検査では、表面付近のゴムの方がより多くの酸素を含んでいたが、これは、新しい製品と同レベルであった。引張強度、破断伸び及び耐オゾン抵抗性は外周部のゴムほど小さくなる。しかし、ゴム物性の変化は許容範囲内にあった。このことから、薄い試験片での促進劣化試験の結果に基づく耐久性評価は過酷となる場合があるので注意を要すると述べている。以上より、20年間使用されてきた積層ゴムにおいて外周部のみから、ゴムが劣化したという証拠が見つかったが、それ以外は設計許容範囲内にあり、十分に耐用に耐え得るものであることが判明した。

文献28)では、1889年にオーストラリアに建設された陸橋に使用された、主に防振を目的としたゴム・ブロックに関するものである。このゴム・ブロックには天然ゴムが用いられ、その大きさは $1255 \times 1255 \times 13\text{mm}$ である。30両/hrの鉄道車両が通る条件のもとで、96年間使用されてきたものである。調査の結果、ゴムの劣化部分は表面だけであり、その深さは約 $1.5\text{mm}$ 以下であった。その他に重大な劣化が生じた部分は発見できなかった。これは、酸化した表面のゴム層が一種の保護層となり、酸素の侵入を妨げるからである。又、当時のゴムと現在のゴムとでは品質的に数段優れたものになっているので、更に耐久性の向上をはかることが可能であり、100年以上の耐久性は十分確信がもてるとしている。

文献29)はプレキャスト・コンクリート製の橋に使われる積層ゴムに関するものである。全長 $13.5\text{km}$ の内、 $8.4\text{km}$ の部分が海上を通過している。酸化現象については、文献27)と同様に、酸化とオゾンの作用を受けるのはゴムの表面だけで問題がないとしている。海上部分については、水による影響を考えねばならないが、ゴムは水をほとんど吸収しない(水の拡散係数 $1.4 \times 10^{-6}\text{cm}^2/\text{s}$ 、水の溶解度 $3.3 \times 10^{-4}\text{g/cm}^3$ )。問題があるとすれば、鉄板とゴムの接着部分であるが、これは保護ゴムにより防止可能である。

文献30)31)は、プレストレストコンクリート鉄道橋梁(鬼怒川橋梁)で約17年間使用されてきた積層ゴム支承について、各種の物性試験を行なったものである。この橋梁に使用されているゴム支承は $300 \times 600\text{mm}$ の支持面積を持ち、上下に $1\text{mm}$ のステンレス鋼板が接着されたゴム厚 $10\text{mm}$ のものを2から4枚積層して使用している。圧縮応力度は $40 \sim 55\text{kg/cm}^2$ である。各種の物性試験より引張強度は約15%、伸びは約17%低下しており、せん断弾性率は約13%ほど増加していることが判明したが、十分初期の目標値を満足していることが確認されている。更に疲労試験等により、活荷重による影響を調べたが、劣化



には殆ど影響を及ぼさないという結果が得られている。この回収したゴムと熱劣化試験の結果から、推定寿命は約85年以上という結果が得られている。

文献32)では、橋梁用ベアリングについて設計の概要、製造上の問題、耐久性に関して幅広く著者の見解が述べられている。ベアリング用のゴム材料としては、天然ゴムとクロロブレンゴムを取り上げ、特に天然ゴムの特性の優位性を強調している。最後に筆者は“正しく設計され、適切に配合された天然ゴム橋梁ベアリングは、少なくとも100年間は有効に機能することを確信をもって期待することが出来る”と結んでいる。

文献33)34)は、鉄板により拘束されたゴムシートの疲労破壊に関する研究であり、ゴムの疲労亀裂の伝搬特性、繰返し回数との関係、クラック面の顕微鏡写真等によりクラックの成長に関する調査結果が述べられている。

文献35)は、引張応力状態におけるゴムのクリープに関する研究である。試験片は厚さ1mm、幅4~8mm、長さ5~15cmである。一定荷重をかけた状態から、荷重を0にし、再度同じ荷重を与えることを繰り返した場合よりも、一定荷重値を中心として(即ち、荷重は完全に0としないで)、±10%程度の範囲で繰返し加力を行った場合の方が、クリープ量は約1/2になることが示され、加力方法がクリープ量に及ぼす影響が検討されている。

文献36)は、天然ゴムを使用したヘリコプター用のベアリングの開発に関するものである。これには、高い圧縮応力度( $350\sim 700\text{kg/cm}^2$ )に対する抵抗力とせん断変形のもとでの疲労寿命の延長(2000~3000万回)が要求される。1972年から、ヘリコプターのローター用の開発が進められ、現在実用化されている。ベアリングの大きさは、直径10cm程度のもので、薄いゴム層(0.7~2mm厚)と鉄板(ゴム層と同様の厚さ)の互層構造となっている。これにかかる荷重は40ton程度であるが、圧縮応力度は $500\text{kg/cm}^2$ となる。

以上の文献調査から、ゴムの劣化は周辺部のみにとどまり、中央部ではほぼ健全な状態を保持すること、クリープ量についてもそれほど過大とはならず徐々に一定値に収束することが予想される。従って、積層ゴムは十分な耐久性を有しているものと判断できるが、我々が対象としているような積層ゴムアイソレータのクリープ性状については厳密には未確認であるので、実物のアイソレータを用いたクリープ実験を実施した。

#### ● クリープ実験

クリープ試験は、表2.8に示す実大の2種類の積層ゴムを用い、実験室内に設置された試験装置により2年間続けられた。設定圧縮荷重は225tonであり、圧縮応力度に換算すれば、 $A_{40}-500\times 7-14$ 試験体で約 $110\text{kg/cm}^2$ 、 $A_{40}-445\times 4-25$ 試験体で約 $150\text{kg/cm}^2$ となる。計測された鉛直変形量に対し、荷重変動の補正と気温変動による補正を施して求めたクリープ量の変化を図2.30に示す。同図(a)には、高分子の分野でクリープを論じるときに多用される片対数表示とした場合、同図(b)はlinear表示とした場合である。試験終了時のクリープ量は $A_{40}-500\times 7-14$ 試験体で0.55mm程度、 $A_{40}-445\times 4-25$ 試験体で0.35mm程

表2.8 クリープ試験用試験体

供試体名	直径D	ゴム厚	ゴム層数	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>
A <sub>4.0</sub> -500×7-14	500mm	7mm	14	17.9	5.1
A <sub>4.0</sub> -445×4-25	445mm	4mm	25	27.8	4.5

表2.9 近似式による推定クリープ量(mm)

近似式	供試体	実験終了時の クリープ量	推定クリープ量 50年後	推定クリープ量 100年後
(2.44)式	A <sub>4.0</sub> -445×4-25	0.290	0.733	0.823
(2.45)式	A <sub>4.0</sub> -500×7-14	0.535	1.12	1.25
	A <sub>4.0</sub> -445×4-25	0.290	7.24	14.4
	A <sub>4.0</sub> -500×7-14	0.535	10.1	20.0

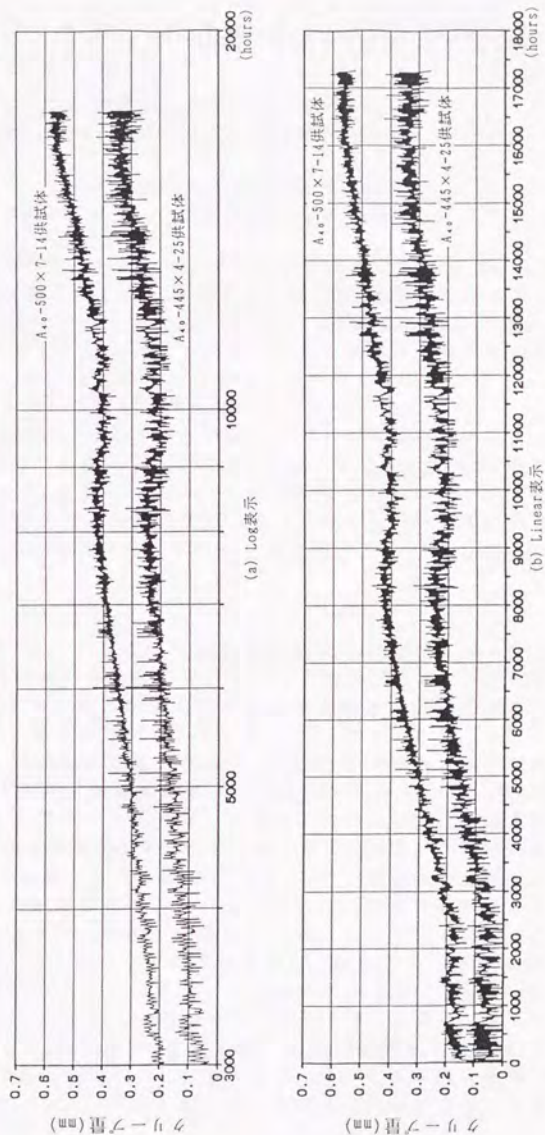


図2.30 クリープ試験から得られたクリープ量

度である。これらの試験結果を用いて、経年変化を推測するために最小自乗法を用いて近似式を作成した。最小自乗法を用いる際には、計測開始から終了までの全データを用いた。時間軸を対数とした場合の近似式を(2.44)式に、時間軸がlinearの場合を(2.45)式に示す。

$$\begin{aligned} A_{40}-445 \times 4-25:(\text{クリープ量}) &= 0.3007 \times \log(\text{時間})-0.9638 \\ A_{40}-500 \times 7-14:(\text{クリープ量}) &= 0.4256 \times \log(\text{時間})-1.2834 \end{aligned} \quad (2.44)$$

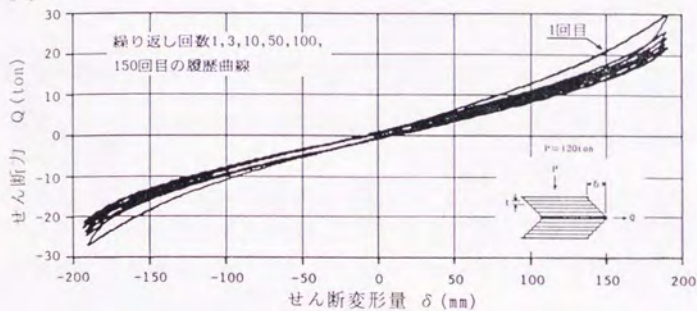
$$\begin{aligned} A_{40}-445 \times 4-25:(\text{クリープ量}) &= 0.00001636 \times (\text{時間})+0.0700 \\ A_{40}-500 \times 7-14:(\text{クリープ量}) &= 0.00002258 \times (\text{時間})+0.1864 \end{aligned} \quad (2.45)$$

両近似式を用い50年後と100年後のクリープ量の予測結果を表2.9に示す。同表より、片対数表示のグラフから求めた近似式によれば、100年後の推定クリープ量は1mm程度、Linear表示による近似式の場合は、100年後に最大約20mmのクリープ量が推定される。このように、クリープ量を推定する際の近似式の求め方如何によっては、その推定値に10倍以上の差が生じる事が判明した。しかし、100年間に渡りクリープ量が比例的に増大するとは考え難い。また、文献26)の8年間にわたるクリープ測定から実際のクリープ量は時間とともに一定値に収束していく傾向があることが示されており、更に文献38)によれば積層ゴムのクリープ量は100年後でゴム厚の5~10%程度であることが示されている。従って、100年後のクリープ量が20mmというのは非常に大きな値であると考えられ、実際には10mm前後のクリープ量であろうと考えられる。

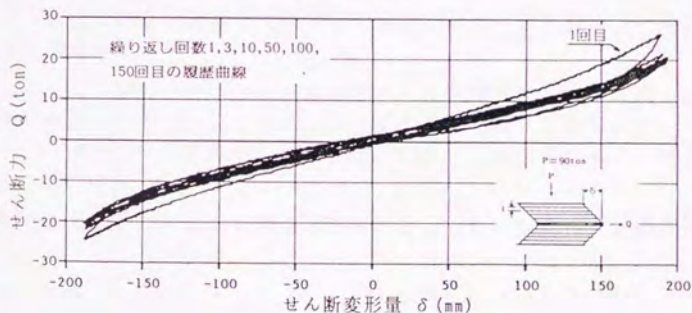
#### ● 促進熱劣化試験

積層ゴムの熱劣化(酸化)による剛性の変動を把握する目的で、アレニウス式に基づいた促進熱劣化試験を実施した。アレニウスの式とは、1899年にS.A.Arrheniusにより提唱された化学反応速度と温度依存性との関係を示した実験式である。積層ゴムの劣化メカニズムがこのアレニウス式に従うとして80年相当の促進熱劣化の試験条件を算出すれば、空気加熱100°Cで、劣化時間10日間が得られる(付録4参照)。試験体には $A_{40}-400 \times 7-11$ を用いた。図2.31に促進劣化有無の場合の圧縮せん断試験における水平力と水平変位の関係を示す。圧縮せん断試験では水平変位 $\pm 190\text{mm}$ (せん断変形率 $\pm 250\%$ )で150回の繰返し加力を行った。同図は繰返し回数1, 3, 10, 50, 100, 150回目の履歴曲線を描いている。劣化がある試験体の剛性は劣化が無いものに比べ多少大きくなっているが、この程度は設計上無視し得る量であると考えられる。促進劣化を行った試験体では、せん断加力中にゴム表面に加力直交方向の面に45°方向のせん断亀裂が生じ、加力方向の面に水平な引張亀裂が生じた(写真2.1)。150回の繰返し変形により、亀裂はゴム表面全体に発生する。しかし、ゴムの深さ方向への進行は5mm程度で、それ以上の亀裂の進行は見られなかった。このことはゴム表面層は劣化(酸化)により硬化するが、逆にこの劣化層が劣化の進行を遅らせる防御の役目を果たしたため、ゴム内部には劣化があまり

進行しなかったものと考えられる。従って、ここで用いた試験体よりも大きな直径の積層ゴムになるほど、内部ゴムの劣化の進行は遅くなり、健全な内部ゴムの断面積に対する表面の劣化部分の面積の比は相対的に小さくなると考えられる。



(a) 促進劣化ありの場合



(b) 促進劣化なしの場合

図2.31 繰返し疲労試験結果

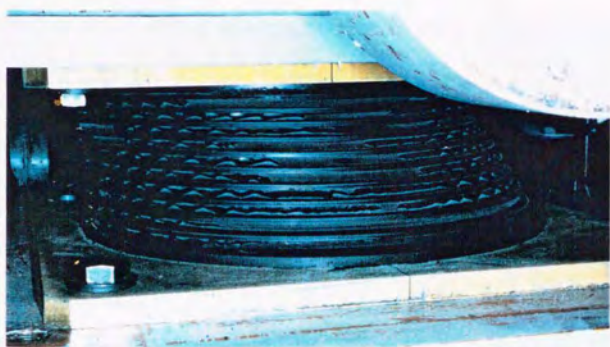


写真2.1 圧縮せん断実験（促進劣化ありの供試体）

## 2.8 まとめ

本章では、圧縮荷重の変動に対して水平剛性の変化が殆ど無視でき、高圧縮応力度の下でも不安定現象が起きない為の設計条件として(2.18)式を得た。

$$S_1 \geq 15, \quad S_2 \geq 5 \quad (2.18)$$

この条件が満足される場合、積層ゴムの設計に関して以下の知見が得られた。

1. 接着型積層ゴムの限界圧縮応力度が、 $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上であることを実験により確認した。
2. 圧縮応力度が $150\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度以下の範囲では、積層ゴムの水平剛性の算出には純せん断式である(2.17)式を用いることができることを確認した。
3. 積層ゴムの鉛直剛性は(2.21)式を用いて算出できることを確認した。
4. (2.17)式の水平剛性算定式を用い免震建築物の1次固有周期と平均圧縮応力度との関係を明示した。これにより、直径の大きな積層ゴムを高圧縮応力度の状態で使用の方が免震効果が高い、即ち周期が伸びることを定量的に示した。
5. 高分子の分子鎖の伸びきり効果を考慮した引張変形における応力度と伸長比の関係を積層ゴムに適用した。この結果、接着型積層ゴムのハードニングまで含めた復元力特性を(2.31)式と(2.32)式により推定可能であることを示した。
6. 固着型積層ゴムを新たに開発し、その復元力特性が完全弾塑性型に近い形を示すことを明らかにした。
7. 固着型の復元力特性において、せん断耐力係数 $\mu$ と圧縮荷重 $P$ 及びゴム層数 $n$ との関係が次のように示されることを実験的に確認した。

$$\mu \propto P^{-\frac{2}{3}}, \quad \mu \propto n^{-1} \quad (2.46)$$

8. 接着型積層ゴムの最大歪量について検討を加え、従来の提案式を修正した(2.41)式を最大歪量の予測式として提案した。(2.41)式はFEM解析により求められた最大歪度よりも大きめの値を予測する。
9. 積層ゴムの2年間に渡るクリープ試験と促進熱劣化試験の結果、及び耐久性に関する文献調査から、積層ゴムの耐久性は非常に優れたものであることを確認した。

## 参考文献

1. J.M.Kelly ; "Aseismic Base Isolation : Its History and Prospects", Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete structures, Vol.1, ACI, 1981
2. 岡隆一 ; "免震構造に就て", 建築学会大会論文, 昭和8年4月(1933年)
3. K.Matsushita, M.Izumi ; "Studies on Mechanisms to Decrease Earthquake Forces Applied to Buildings", 4th Proceedings of WCEE Vol.2, 1969, Santiago—Chile
4. P.B.Lindley ; "Engineering Design with Natural Rubber", The Natural Rubber Producer's Research Association Technical Bulletin No.8, 1964
5. N.R.Vaidya, E.Bazan zurita ; "Seismic Design of Structures Using Base Isolation Qualitative Guidelines", PB Report, PB-88-235338, 1988
6. J.M.Kelly ; "Aseismic Base Isolation : Review and Bibliography", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.5, No.3, 1986
7. 多田英之, 高山峯夫, 他 ; "実大 Isolator に関する実験研究(その2) 広範囲な領域について", 日本建築学会研究報告九州支部, 第27号(構造系), 昭和58年3月(1983年)
8. 高山峯夫, 多田英之, 他 ; "実大 Isolator に関する実験研究(その5) 固着型 Isolator", 日本建築学会研究報告中国・九州支部, 第8号(構造系), 平成2年3月(1990年)
9. 森邦夫, 他 ; "金属と加硫ゴムの固着に関する研究(第1~3報)", 日本ゴム協会誌, Vol.60, No.3~No.4, 1987
10. P.K.Freakley, A.R.Payne ; "Theory and Practice of Engineering with Rubber", Applied Science Publishers Ltd., 1987
11. C.J.Derham ; "The development and use of NR structural bearings for earthquake protection", Rubber World, March 1987
12. C.J.Derham, J.M.Kelly and A.G.Thomas ; "Nonlinear Natural Rubber Bearings for seismic Isolation", Nuclear Engineering and Design 84, 1985
13. W.H.Robinson ; "Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures during Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, pp.593-604, 1982
14. J.A.Haringx ; "On Highly Compressible Helical Springs and Rubber Rods, and Their Application for Vibration-Free Mountings, I , II", Philips Research Reports, Vol.3(1948) and Vol.4(1949)

15. P.B.Lindley ; "Natural Rubber Structural Bearings", Joint Sealing and Bearing systems for Concrete Structures, Vol.1, American Concrete Institute, 1981
16. A.N.Gent ; "Elastic Stability of Rubber Compression Springs", Journal of Mechanical Engineering Science, Vol.6, No.4, 1964
17. 藤田聡, 藤田隆史 ; "重量機器免震用積層ゴムの静的加力実験(第3報)剛性についての理論的検討", 生産研究, Vol.38, No.4, 1986年4月
18. C.J.Derham, A.G.Thomas ; "The Design of Seismic Isolation Bearings", Century 2-Emerging Technology Conferences, San Francisco, 1980
19. 古川淳二, 岡本弘, 他 ; "大変形下における加硫ゴムの応力-ひずみ挙動に関する理論", 日本ゴム協会誌, Vol.49, No.7, 1976
20. L.R.G.Treloar ; "The Physics of Rubber Elasticity", Oxford University Press, 1958
21. 川端季雄 ; "ゴムの力学 I~VII", 日本ゴム協会誌, Vol.53, No.3~No.11, 1980
22. Ingo Schrage ; "Anchoring of Bearing by Friction", Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, Vol.1, SP-70, ACI, 1981
23. 高分子学会編 ; "高分子工学講座7 ゴムの性質と加工", 地人書館, 1968
24. 藤田聡 ; "積層ゴムを用いた産業施設の免震構造に関する研究", 東京大学博士論文, 昭和62年
25. C.W.Roeder, J.F.Stanfon ; "Elastomeric Bearings: State-of-THE-ART", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.12, 1983
26. C.J.Derham, R.A.Waller ; "Luxury without Rumble", The Consulting Engineer, July 1975
27. A.Stevenson, A.R.Price ; "A Case of Elastomeric Bridge Bearings After 20 years Service", SP94-6
28. A.Stevenson ; "Longevity of Natural Rubber in Structural Bearing", Plastics and Rubber Proceeding and Applications, Vol.5, No.3, 1985
29. Chin Funk Kee ; "Some Considerations in Design of Natural Rubber Bearings for the Penang Bridge", Journal of Natural Rubber Research Vol.1, No.1, March 1986
30. 宇佐美民雄, 渡辺正夫他 ; "ゴム支承の耐久性に関する研究(第1報)" 日本ゴム協会誌, 第54巻, 第3号, 1981
31. 宇佐美民雄, 渡辺正夫他 ; "ゴム支承の耐久性に関する研究(第2報)" 日本ゴム協会誌, 第55巻, 第12号, 1982

32. P.B.Lindley ; “天然ゴム橋梁ベアリング”, 日本ゴム協会誌, 第48巻, 第2号, 1975
33. A.Stevenson ; “Fatigue Crack Growth in High Load Capacity Rubber Laminates”, Rubber Chemistry and Technology, Vol.59 1985
34. P.B.Lindley, A.Stevenson ; “Fatigue Resistance of Natural Rubber in Compression”, Rubber Chemistry and Technology, Vol.55, 1981
35. C.J.Derham, A.G.Thomas ; “The Creep of Rubber under Repeated Stressing”, PAP Meeting Rubber Division American Chemical Society Vol.110, No.65, 1976
36. P.T.Herbst ; “Natural Rubber as a Bearing Material for Rotary Wing Aircraft Applications”, NRPRA 3rd Rubber in Engineering Conference, 1973
37. (社)日本鉄道車両工業会 ; “改訂防振ゴム”, 現代工学社, 1975
38. 深堀美英 ; “免震用積層ゴムの耐久性予測と安全設計”, 日本機械学会誌, 第90巻, 第826号, 昭和62年9月



## 第3章 ダンパーの設計

- 3.1 緒言
- 3.2 ダンパーの設計
- 3.3 スチールダンパーの基本性状
- 3.4 鉛ダンパーの基本性状
- 3.5 まとめ

### 3.1 緒言

免震構造において、強震時の最大変位を抑制し、且つ、フロアレスポンスを小さくするには、適切なダンパーを設置することが有効である。ダンパーは、積層ゴムと並列に設置され、水平方向に対してのみ作用するものとする。ダンパーに求められる性能は、

1. 十分な地震エネルギーの吸収能力
2. 大変形に追従できる変形能力
3. 長期に渡り初期の性能を維持する耐久性(メンテナンスフリー)

である。又、建築物の用途によっては、フロアレスポンスを特に重要視する場合もあり、この場合にはダンパーの復元力特性に注意が必要である。

ダンパーをその作動原理から分類すれば次の3つに分類できる。

- 弾塑性型：弾塑性材料の塑性変形を利用
- 摩擦型：摩擦によるエネルギー吸収を利用
- 粘性型：粘性材料の粘性抵抗を利用

粘性型ダンパーには、ピストン・シリンダー構造を持つオイルダンパーと、平行な抵抗板間の粘性体のせん断変形を利用する粘性体ダンパーの2種類が試行されている。このタイプのダンパーでは、ほぼ速度の $n$ 乗に比例した減衰力が得られる。粘性型ダンパーの復元力特性は楕円形のループを描くことから、滑らかな加速度制御を行うことが可能であり、床応答の観点からは有利であると思われる。しかし、使用している粘性材料の経年変化、抵抗力の温度依存性等については十分な検討が必要である。

摩擦型ダンパーは、皿バネを介して摩擦面同士を接触させることで摩擦力を得る構造となっている。免震層の相対変位を摩擦面の回転運動に変換する機構をもつダンパーと、直線運動に変換する機構をもつダンパーの2種類が試行されている。このタイプのダンパーの復元力特性はほぼ完全な剛塑性型のループを示す。しかし、摩擦面の耐久性や摺動部分の劣化に注意が必要である。

弾塑性型ダンパーは軟鋼や鉛材などの塑性変形を利用したものであり、比較的簡単な機構により必要な減衰力を得ることができる。又、部材の断面性能等を変化させることで、容易に大容量化が可能であり、設計の自由度が高いと思われる。軟鋼を利用したダンパーとしては、1970年代前半にR.I.Skinner<sup>1)2)</sup>、R.G.Tyler<sup>3)</sup>らによる提案がなされている。これらのダンパーでは、いずれも鋼材を利用したもので、地盤と建築物の相対変位をダンパーのねじれ変形、曲げ変形に変換することで、地震エネルギーの吸収を実現している。これらの鋼材を利用した弾塑性型ダンパーの復元力特性は、なめらかな紡錘形を示す。

一方、鉛材を用いたダンパーとしては、1974年にW.H.Robinson<sup>4)</sup>による提案がある。これは、しぼりをつけた鋼管の中に鉛を充填し、これを前後に押し引きさせることでエネルギー吸収をさせようとするものである。このダンパーの履歴曲線は、ほぼ剛塑性型に近いものとなる。又、1980年代になると積層ゴムの中に鉛プラグを埋め込んでエネルギー吸収を行わせるアイソレータ<sup>5)</sup>が開発された。鉛材は、エネルギー吸収能力に優れ、塑性変形を受けるに従い、回復、再結晶という過程を通り、よりきめの細かい結晶となり、変形能力が上昇するという特性を有する<sup>6)</sup>。

ダンパーと積層ゴムが組み合わされた場合、粘性型ダンパーでは変形が大きくなるに従い、その抵抗力も増大するので、等価粘性減衰定数は変形量によらず一定を保つ。これに対し履歴型ダンパーでは、図2.7に示すように等価粘性減衰定数が変形の増大に伴い小さくなる。しかし、ダンパーの耐久性(維持管理)や施工上の観点からは、粘性型の場合は粘性材料のメンテナンス、摩擦型の場合は、摩擦面や摺動部分の維持などの点に注意を要する。この点、弾塑性型ダンパーでの使用材料は建築に於て既実績のある鋼材や、自然界で最も安定している鉛などである。従って、現在のところ弾塑性型ダンパーが免震用として最も信頼性があるものと思われる。

以上より、本章では、免震用ダンパーとして弾塑性型に着目し、その要求性能について考察し、新たに開発された弾塑性型ダンパーの特性について検討する。弾塑性型ダンパーの設計指標は、

- 地震エネルギー吸収能力の確保
- 復元力特性の形状(剛性、降伏耐力など)

である。

ダンパーの地震エネルギー吸収能力を確保する為には、ダンパーの素材にエネルギー吸収能力に優れたものを用い、ダンパーの形状も応力集中が極端にならないよう考慮されていることが望まれる。ダンパーの復元力特性としては、素材と形状の組み合わせにより種々の履歴特性が得られる。大部分のダンパーはbi-linear型にモデル化でき、このような復元力特性は、剛性と降伏耐力により特徴づけられる。特に降伏耐力は、免震層の最大変位に及ぼす影響が大きい。よって、ダンパーの降伏耐力をある程度自由に調整できることが望ましい。以上の様な設計指標を満たすダンパーとして、鋼材を用いたスチールダンパーと鉛を用いた鉛ダンパーの2種類のダンパーを開発した。

スチールダンパーとして最も単純な形状は、図3.1(a)に示すような片持梁形式である。この形式の場合、大変形まで追随できるようにするには自由端の接合に工夫が必要であり、更にある程度の部材の長さを確保しなければならない。この欠点を改良するために、図3.1(b)に示すように、鋼材を円形に加工して利用する方法を採用した。これにより、円形のダンパーはあらゆる方向に自由に変形することができ、かつ容易に大変形能力を確保する事が可能となる。この様な形状のダンパーの場合、加力方向により剛性に差が生じる。しかし、この点は複数個の円形ダンパーを組み合わせることで解決できる。

従来、鉛は鋼管や積層ゴムの中に封じ込められて利用されてきた。これは、鉛を鋼板等に接着する技術が普及していなかった為であると思われる。鉛と鋼板を接合する方法として、ホモゲン溶着法を採用することで、鉛と鋼板が完全に一体となって挙動する事が確認され、この接合法の確立により、積層ゴムと分離した鉛ダンパーを設計することが可能となった。鉛ダンパーの形としては、主に図3.2に示す様なI型、J型、U型、C型などについて検討を行った。I型は円柱状であり、U型、J型等は、これにたるみをつけた形となっている。I型は曲げせん断変形に加え、水平変形の増大に伴い、軸方向変形が生じるようになる。一方、変形型は、軸方向変形をできるだけ生じさせないで、曲げせん断変形が卓越するように設計されたものである。I型の復元力特性は、この軸方向変形の影響により、変形とともに抵抗力も増大する蝶型を示し、U型の復元力特性は、ほぼ剛塑性に近い復元力特性を示す。U型、J型の場合、加力方向によりその復元力特性に差が生じると思われるが、これもスチールダンパーの場合と同様に、複数個を組み合わせることで解決できる。

以上、本章では免震用ダンパーの設計に関わる諸量の定量化を行い、現在最も望ましいと思われる弾塑性型ダンパーの基本特性について検討する。即ち、3.2節ではエネルギー論の立場から、ダンパーに要求されるエネルギー吸収能力について考察する。3.3節、3.4節では、スチールダンパーと鉛ダンパーについて、実験から得られた復元力特性について考察する。

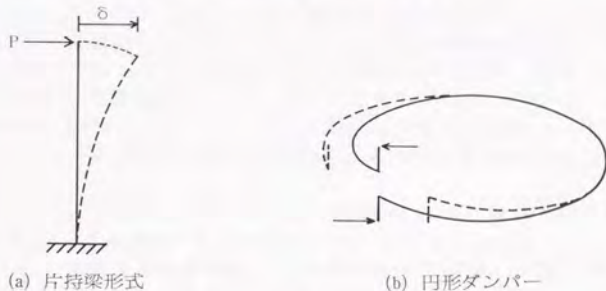


図3.1 スチールダンパー

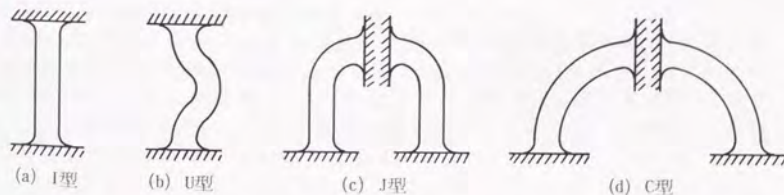


図3.2 鉛ダンパー

### 3.2 ダンパーの設計

ダンパーは最終的には地震による総エネルギー入力  $E$  を全て吸収しなければならない。従って、ダンパーの設計条件は次式で表せる。

$$W_p \geq E \quad (3.1)$$

ここで、 $W_p$ :ダンパーの累積歪エネルギー

ダンパーの復元力特性が図3.3に示す完全弾塑性型でモデル化されるとすれば、ダンパーの全累積塑性変形量を  $\delta_p$  として

$$W_p = Q_y \cdot \delta_p = \alpha_s \cdot Mg \cdot \delta_p \quad (3.2)$$

ここで、 $\alpha_s$ :ダンパーの降伏せん断力係数 ( $= Q_y/Mg$ )

$M$ :総質量

$g$ :重力加速度

一方、地震によるエネルギー入力  $E$  は、エネルギーの等価速度  $V_E$  を用いて  $E = MV_E^2/2$  と表せる。ダンパーに要求される塑性変形量は、 $E = W_p$  として、次式で求められる。

$$\delta_p = \frac{1}{2} \frac{V_E^2}{g\alpha_s} \quad (3.3)$$

(3.3)式によれば、ダンパーに求められる累積塑性変形量  $\delta_p$  は、入力エネルギー  $V_E$  と降伏せん断力係数  $\alpha_s$  により決定される。この式の妥当性を4章の解析結果と比較することで検証する。解析モデルは1質点系であり、積層ゴムは弾性、ダンパーは完全弾塑性型として、モデル化されている。ダンパーが無い場合の解析モデルの周期  $T_j$  は、2, 3, 4, 5秒の4通りを設定した。ダンパーは、 $\alpha_s$  を0.01~0.06の6通り、降伏変位  $\delta_y$  を0.2, 1.0, 3.0cmの3通りとした、計18パターンである。

入力地震波には、目標エネルギー入力を150cm/sとして、振幅と時間軸を調整した波形4波と人工地震波2波の計6波形を用いた(4.2.1参照)。

解析より得られた累積塑性変形量  $\delta_{pr}$  と(3.3)式による予測値  $\delta_{pp}$  の関係の一例を各々平均累積塑性変形倍率に変換して図3.4に示す。(3.3)式の  $V_E$  としては、応答解析より得られた最大エネルギー入力の速度換算値  $V_{E\max}$  を入力した。同図より、(3.3)式による予測値は、応答結果と全く一致しており、(3.3)式によりダンパーに要求される塑性変形能力が推定できることが判る。尚、他の地震波形を入力した場合も全く同様の関係が得られている。

同様の解析から求められた地震終了時の平均累積塑性変形倍率  $\bar{\eta}$  と最大塑性変形倍率  $\bar{\mu}_m$  の比に関して度数分布をとったものを図3.5に示す。全データ数は432個である。 $\bar{\eta}/\bar{\mu}_m$  の範囲は、5~20とばらついている。平均値は約8.7である。全データの90%が  $\bar{\eta}/\bar{\mu}_m \leq 12$  の範囲に含まれている。従って、 $\bar{\eta}/\bar{\mu}_m$  の上限値として次式を用いることができると考えられる。

$$\bar{\eta} \leq 12\bar{\mu}_m \quad (3.4)$$

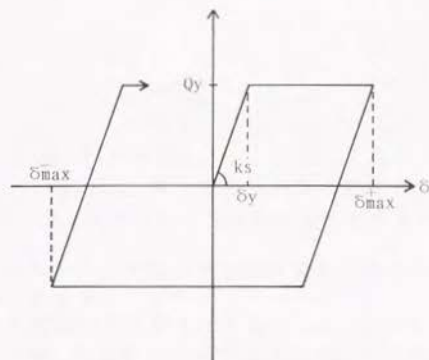


図3.3 ダンパーの復元力特性

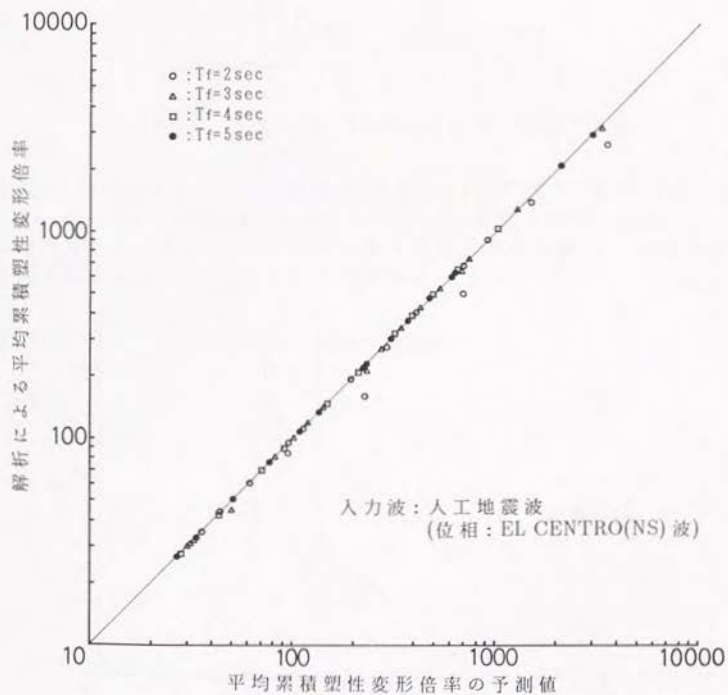


図3.4 (3.3)式による予測値と解析による平均累積塑性変形倍率

ここで、  $\bar{\eta} = \delta_p / 2\delta_y$

$$\bar{\mu}_m = \frac{\delta_{max}^+ + \delta_{max}^-}{2\delta_y} - 1$$

$\delta_y$ : 降伏変位

$\delta_{max}^+, \delta_{max}^-$ : 正, 負方向の最大変形

$\delta_p$ : 正負方向の累積塑性変形量の絶対値の和

(3.4)式は、ダンパーのエネルギー吸収量が最大変形での履歴面積の6サイクル分に相当していることを示している。

一方、ダンパーの塑性化の程度を示す量として、各半サイクルにおける塑性変形倍率 $\Delta\eta$ を考える。応答解析により得られた $\Delta\eta$ は、地震応答が非定常であることから、一つの $\Delta\eta$ の値では、塑性化の程度を規定することはできない。従って、 $\Delta\eta$ の平均値 $\Delta\bar{\eta}$ を塑性化の指標とする。 $\Delta\eta$ の全累積値が累積塑性変形倍率 $\eta$ である。尚、 $\Delta\bar{\eta}$ の算出に当たっては、次式を用いた。

$$\Delta\bar{\eta} = \frac{\sum_{i=1}^N \Delta\eta_i}{N} \quad (3.5)$$

ここで、  $N$ は  $\sum_{i=1}^N \Delta\eta_i \geq 0.9\eta$  となる最小の値である

応答解析より得られた $\Delta\bar{\eta}$ と $\bar{\mu}_m$ の関係の一例を図3.6に示す。又、図3.7には、 $\Delta\bar{\eta}/\bar{\mu}_m$ の度数分布を示す。 $\Delta\bar{\eta}/\bar{\mu}_m$ の平均値は0.69であり、全体の80%以上が $\Delta\bar{\eta}/\bar{\mu}_m < 1.0$ の範囲内にある。従って、ダンパーの塑性変形量の平均値 $\Delta\bar{\eta} \cdot \delta_y$ の最大値は、ほぼ最大変形量 $\delta_{max}$ 以下であることが判る。

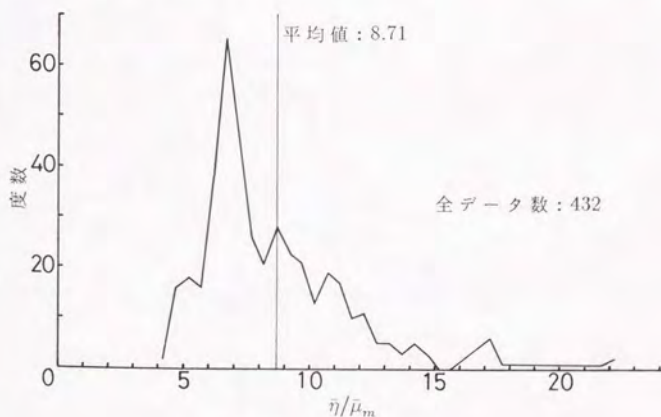


図3.5  $\bar{\eta}/\bar{\mu}_m$ の度数分布

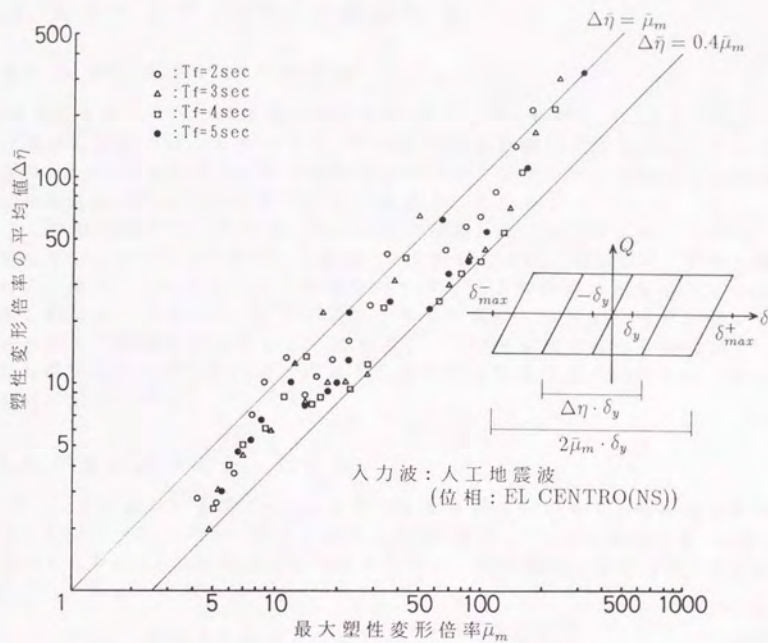


図 3.6  $\bar{\mu}_m$  と  $\Delta\bar{\eta}$  の関係

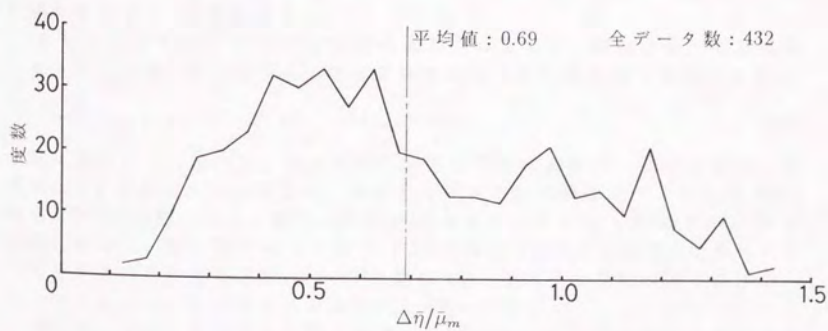


図 3.7  $\Delta\bar{\eta}/\bar{\mu}_m$  の度数分布



### 3.3 スチールダンパーの基本性状

#### 3.3.1 スチールダンパーの形態

スチールダンパーの代表的な形状を図3.8に示す。本ダンパーは4つのループ状鋼棒を組合わせたものであり、その主な特性は鋼材の大きさ $d$ とループの径 $R$ によって決定される。本実験に用いたスチールダンパーでは、ループ状鋼棒の断面は円形または正方形の均一断面としている。

又、端部と取り付け用プレートとの接合方法としては、溶接により固定した場合と、ボルトにより接合した場合との2通りについて検討した。ボルト接合による場合は、変形が小さい範囲ではボルトにより端部は固定されている状態と同じとみて良いが、変形が大きくなるに従い、ボルト部分で回転が観察されループ鋼棒が回転するようになる。一方、溶接接合による場合は、この様な現象は生じないけれども繰返し変形に対する溶接部の耐久性についての検討が必要である。

#### 3.3.2 平面曲がり梁とした解析

スチールダンパーを図3.9に示すように平面曲がり梁を4つ組み合わせたものとしてモデル化する。一つの曲がり梁(円形ダンパー)の半径を $R$ 、断面2次モーメントを $I$ とした場合のスチールダンパーの剛性は、資料編第5項を参照して、次のように求められる。

$$\text{梁端部を固定とした場合} \quad {}_f K = \frac{4EI}{\pi R^3} \quad (3.6)$$

$$\text{梁端部をピンとした場合} \quad {}_p K = \frac{8EI}{3\pi R^3} \quad (3.7)$$

ここで、 $E$ は材料のヤング率である。スチールダンパーの剛性は加力方向の影響を受けず、一定値をとる。

また、図3.9に示すように $\theta$ 方向からの加力に対して、鋼棒に生じる最大曲げモーメントは、資料編から、端部が固定の場合は次式により求められる。

$${}_f M_{\max} = \frac{PR}{4} \quad (3.8)$$

端部を固定とした場合は、加力方向に関係なく最大曲げモーメントは同一の値をとる。端部がピンの場合は、加力方向により最大曲げモーメントは $PR/4$ から $PR/2$ まで変化する。即ち、図3.9に示すAリングに於ては $\theta$ が $0^\circ$ から $90^\circ$ まで変化すれば、最大曲げモーメントは $PR/2$ から $PR/4$ へと変化する、Bリングでは全く逆の過程をたどる。 $\theta = 45^\circ$ の場合はA、B両リングには同じ曲げモーメントが発生し、その大きさは約 $1.47 \times PR/4$ となる。

従って、端部をピンとした場合の最大曲げモーメントは平均的に次式で求めることができると言える。

$${}_p M_{\max} = \frac{3PR}{8} \quad (3.9)$$

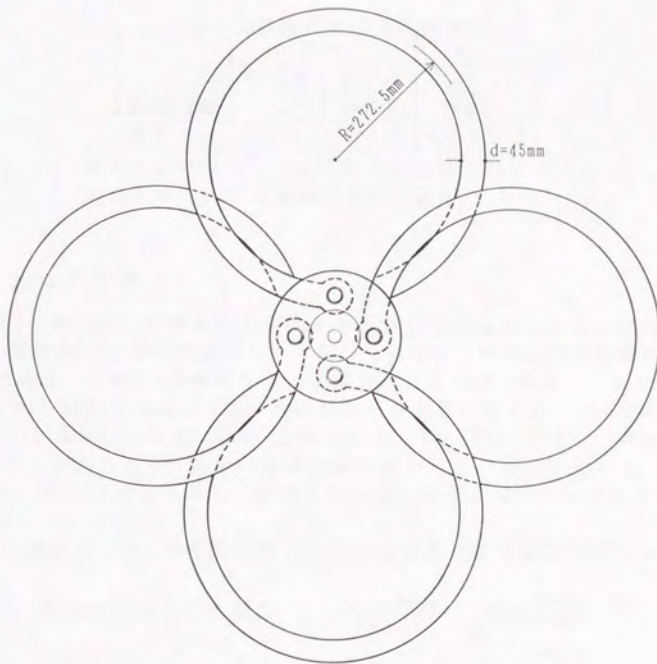


図3.8 スチールダンパーの形状（端部ピン接合の場合）

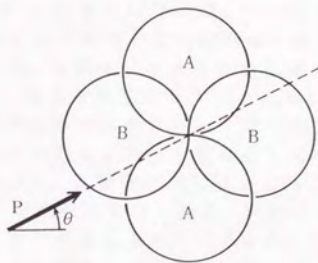


図3.9 スチールダンパーの平面曲がり梁モデル

表 3.1 剛性と耐力の理論値

	剛性		耐力	
	理論値	実験値	$P_y$	$P_u$
端部固定	4.5t/cm	3.6t/cm	8.0t	12.0t
端部ピン	3.0t/cm	3.5t/cm	4.0t	6.0t

- 剛性の実験値は $\theta = 0, 45^\circ$ 方向加力の平均値である  
ヤング率として $E = 2100t/cm^2$ を使用

### 3.3.3 復元力特性

スチールダンパーの静的加力実験より得られた復元力特性の一例を図 3.10 に示す。同図 (a) は、端部を固定した供試体で材質は一般構造用圧延鋼材 (SS41) を用いた場合、同図 (b) は端部をボルト接合した場合で、材質にステンレス鋼棒 (SUS304) を用いた場合である。両供試体とも鋼棒の断面は一辺 4.5cm の正方形で、1 つのループの半径  $R$  は 27.25cm である。又、図中には加力方向  $\theta = 0^\circ$  と  $45^\circ$  の 2 つの加力を行った場合の履歴曲線が描かれている。同図より、履歴曲線はなめらかな紡錘形を示し、加力方向の違いによる履歴ループにもほとんど差がみられない。

弾性理論解析より、弾性限耐力  $P_y$  と最大耐力  $P_u$  は次式により求められる。

$$\text{端部を固定とした場合} \quad P_y = \frac{4Z\sigma_y}{R}, \quad P_u = \frac{4Z_p\sigma_y}{R} \quad (3.10)$$

$$\text{端部をピンとした場合} \quad P_y = \frac{8Z\sigma_y}{3R}, \quad P_u = \frac{8Z_p\sigma_y}{3R} \quad (3.11)$$

ここで、 $Z$  は鋼棒の断面係数で  $Z = d^3/6$ 、 $Z_p$  は塑性断面係数で  $Z_p = d^3/4$  である。ここで、 $d$  は正方形断面の一辺の大きさ、 $\sigma_y$  は材料の降伏応力度である。

材料試験より、端部固定の供試体は  $\sigma_y = 3.59t/cm^2$ 、端部がピンの供試体は  $\sigma_y = 2.70t/cm^2$  と得られている。この値を用い、両供試体について  $P_y$  と  $P_u$  を算出した結果を表 3.1 に示す。同表には (3.6) 式、(3.7) 式による剛性の理論値も示されている。降伏耐力と最大耐力の理論値は図 3.10 の履歴曲線と良く対応している。剛性については、端部をピンとした供試体ではほぼ良い一致を見ることができるのに対し、端部を固定とした場合には、25% 程度の差が生じた。これは、実際には立体構造であるダンパーを理論値では平面曲がり梁として解いたためであると考えられる。端部を固定とした供試体の立体解析による弾性剛性は、4.0t/cm となり、実験値に近い値となる (資料編参照)。

スチールダンパーの変形能力については、鋼棒ループの直径以上の変形に対しても十分追随することが確認されている。

繰返し疲労試験を 1 つの鋼棒ループを取り出して実施した。実験に使用した供試体は、円形断面を有する直径 50mm の鋼棒で、半径 250mm のループ状に加工したものをを用いて行った。端部は、ピン接合である。加力は、まず中心

方向加力で10万回、次に接線方向加力で同じく10万回、計20万回繰り返した。加振振動数は1.0Hz、加振振幅は±10mmである。その後、同じ供試体で大変形疲労試験ということで中心方向加力を振幅±150mm、振動数0.1Hzで262サイクル繰り返した。262サイクル目で供試体に亀裂が発生したので実験は中止した。図3.11には、大変形疲労試験での18サイクル毎の履歴曲線を示す。同図には、静的試験での結果も記入されている。繰り返しによる履歴曲線は繰り返しにより多少履歴曲線で囲む面積が小さくなるが、十分初期の性能を保持しているものといえる。

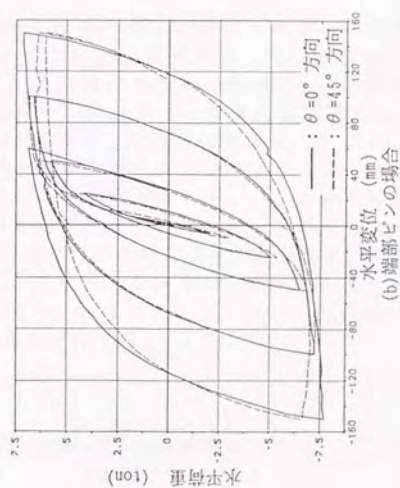
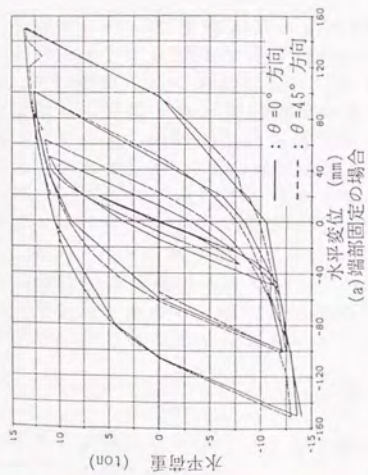
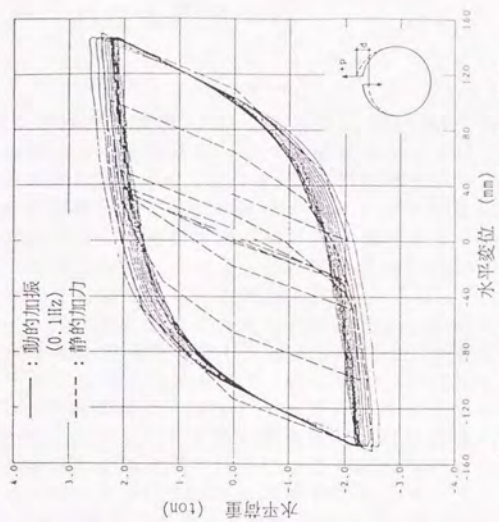


図3.10 スチールダンパの履歴曲線



## 3.4 鉛ダンパーの基本性状

### 3.4.1 鉛ダンパーの形態

鉛ダンパーの基本的形状は図3.12(a)に示すI型(円柱型)である。基本的に鉛ダンパーは可撓部とその両端に設けられた補強部よりなる。この補強部の断面は可撓部断面よりも大きくなっており、地震時に鉛ダンパーが水平方向に変形する際、この補強部分がヒンジの役目をする事で大変形能力とエネルギー吸収能力が確保される。構造躯体取り付け用の鋼板とこの補強部分は、ホモゲン溶着法により完全に接合される。この接合法の採用により鋼板と鉛との境界部分での剥離を防止することが可能となる。

I型の鉛ダンパーは水平変形量が大きくなるに従い、曲げせん断変形に加え軸方向変形が大きな比重を占めてくるようになる。この軸方向変形は、ダンパーのエネルギー吸収能力を高めるので、変位制御の面では有効である。しかし、その復元力特性は蝶型となりフロアレソポンスの観点からは短所となる。そこで、フロアレソポンスを改善し剛塑性型に近い履歴曲線が得られるように、この軸方向変形が極力発生しないような形状を持つ鉛ダンパーを考案した。このタイプの一例が図3.12(b)に示すU型ダンパーである。

ダンパーの形は可撓部の直径 $D$ と可撓部の高さ $H$ で決定される。なお、ダンパーに使用した鉛の純度は99.99%以上である。

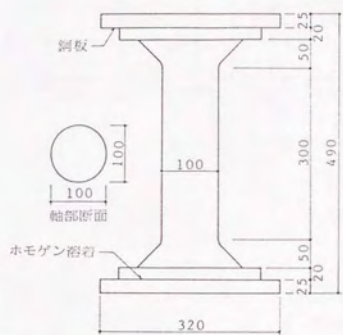
### 3.4.2 I型ダンパーの復元力特性

I型ダンパーの静的加力による履歴曲線の一例を図3.13に示す。同図は $D=100\text{mm}$ 、 $H=300\text{mm}$ の供試体の場合である。I型ダンパーの水平抵抗力は、変形が大きくなるにしたがい大きくなる蝶型を示す。種々の $D$ 、 $H$ の組合せに対して実施された静的実験の結果から、鉛ダンパーの最大変形能力は、最大耐力に達した時の変位を限界変位とすれば、 $0.7H\sim 0.9H$ 程度であることが確認されている。I型の履歴曲線は、単純には図3.14に示すような3つの剛性 $K_1, K_2, K_3$ と降伏耐力 $P_y$ でモデル化することができる。尚、ここでいう鉛ダンパーの降伏耐力とは変位 $0\text{mm}$ における水平抵抗力の大きさを示すものとする。鉛ダンパーの降伏耐力 $P_y$ は、素材が既に塑性領域に入っているため、厳密には弾性理論は適用できない。しかし、実験データを整理・理解する上では有効であると思われるので、弾性論に基づく次式によりダンパーの降伏耐力が求められるものとして、そのときの $\sigma_y$ を算出する。

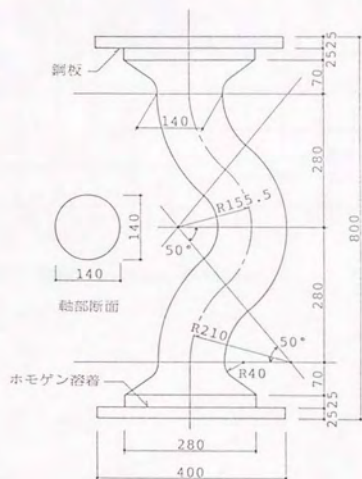
$$P_y = \frac{2Z_p\sigma_y}{H}, \quad Z_p = \frac{D^3}{6} \quad (3.12)$$

ここで $P_y$ は降伏耐力( $t$ )、 $Z_p$ は塑性断面係数( $\text{cm}^3$ )、 $\sigma_y$ は降伏応力度( $t/\text{cm}^2$ )、 $H$ は可撓部高さ( $\text{cm}$ )である。

静的加力実験より得られる降伏耐力を $2Z_p/H$ で除して求めたダンパーの降伏応力度 $\sigma_y$ は、 $0.155\sim 0.205t/\text{cm}^2$ の範囲にあり、バラツキが非常に小さい結果



(a) I型 (D=100mm, H=300mmの場合)



(b) U型 (D=140mmの場合)

図3.12 鉛ダンパー

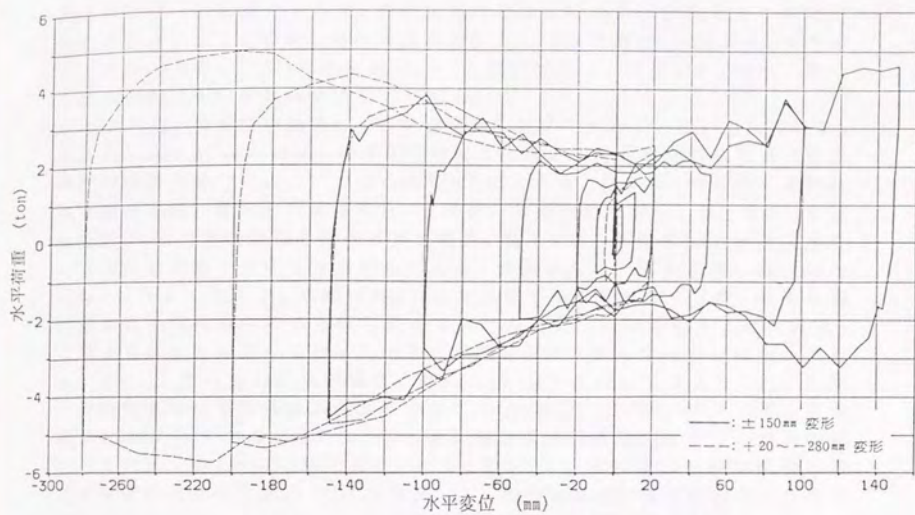


図3.13 I型ダンバーの履歴曲線 (D=100mm, H=300mm)

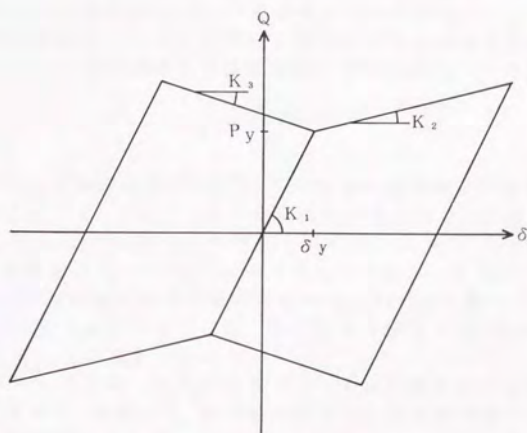


図3.14 I型ダンバーの履歴曲線のモデル



となった。 $\sigma_y$ の平均値 $\bar{\sigma}_y$ は $0.177t/cm^2$ である。これより、(3.12)式より求められる $P_y$ はダンパーの形状によらず、静的加力時の降伏耐力を推定するのに有効であることが判る。この時、鉛の降伏応力度としては平均値 $\bar{\sigma}_y = 0.177t/cm^2$ を使うことができる。(3.12)式よりダンパーの降伏耐力は、直径 $D$ の3乗に比例し可撓部の高さ $H$ に逆比例することが判る。

鉛材料は、歪速度の影響によりその抵抗力が変化することが知られている。W.H.Robinsonら<sup>3)</sup>によれば、地震動を対象としたような歪速度の範囲内では歪速度の影響は少ないとしている。図3.15と図3.16は、 $D = 100mm$ 、 $H = 300mm$ の供試体を用いた動的加力実験を行った場合の履歴曲線である。図3.15は、加振振動数 $0.1Hz$ で加振振幅を変化させた場合、図3.16は、振幅は $\pm 20mm$ と一定にして加振振動数を変化させた場合である。振幅が大きくなるに従い降伏耐力は徐々に大きくなるが、振幅 $50mm$ 以上ではほとんど差がなくなる。同様に振動数がある程度高くなると降伏耐力はほとんど変化しなくなることが判る。このように静的加力の場合に比べると降伏耐力は大きくなることは明かである。よって、静的加力試験の場合と同様に(3.12)式を満足するような $\sigma_y$ の範囲を動的加振時の履歴曲線から算出すれば、 $\sigma_y = 0.210 \sim 0.426t/cm^2$ となる。平均値は $0.326t/cm^2$ である。このように、静的加力時の降伏耐力に対する動的加振時のそれは、約 $1.5 \sim 2.0$ 倍となっている。従って、次式のように静的試験における降伏耐力の推定式(3.12)式を利用して、動的加振時の降伏耐力を推定できると思われる。

$$P_y = \frac{aZ_p\bar{\sigma}_y}{H} \quad (3.13)$$

ここで、 $a$ は静的加力における $P_y$ の割増係数で、 $a = 3 \sim 4$ である。加振振動数、加振振幅が大きい場合には、 $a = 4$ をとることができる。

ダンパーの第2剛性 $K_2$ は、その大部分が軸方向変形によるものと考えられる。従って、ダンパーの軸方向剛性が履歴曲線の勾配 $K_2$ に等しいと考えれば、

$$K_2 = \frac{E_p A}{H} \quad (3.14)$$

となる。ここで $A$ は可撓部断面積( $cm^2$ )、 $E_p$ は軸方向変形時の弾性係数( $t/cm^2$ )である。 $H = 300mm$ とし、 $D$ を変化させた供試体の動的加力実験結果から得られた第2剛性 $K_2$ を(3.14)式に代入して算出した $E_p$ は、 $E_p = 0.117 \sim 0.153t/cm^2$ の範囲となった。平均値は $\bar{E}_p = 0.132t/cm^2$ となる。この様に、平均値に対する $E_p$ のバラツキは、 $\pm 15\%$ と狭い範囲に集中しており、(3.14)式を用いて第2剛性を推定することができると思われる。又、同じ実験結果から $K_3/K_2$ は、 $0.3 \sim 0.5$ 程度の範囲にあることが確かめられた。

次にI型ダンパーの繰返し加力試験を行った場合の最大耐力と繰返し回数との関係を図3.17に示す。同図より、最大耐力は繰返し回数の増加にともない単調に減少する。地震時には、最大の振幅での繰返しはせいぜい数回程度と思われるので、破断までに10サイクル以上の加力に耐えることができれば十分であると思われる。繰返しにより耐力が低下するのは、エネルギー吸収の結果

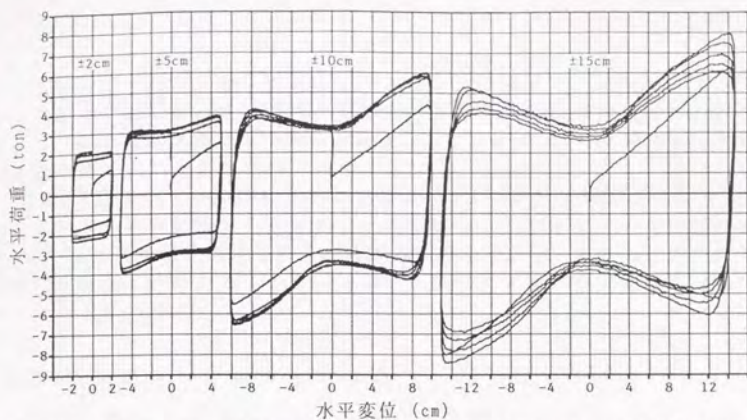


図3.15 I型ダンパーの動的加振時の履歴曲線 (D=100mm, H=300mm, 振動数0.1Hz)

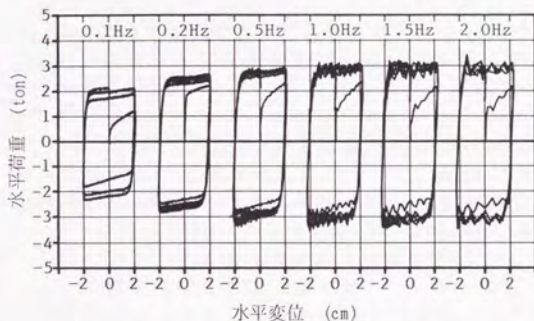


図3.16 I型ダンパーの動的加振時の履歴曲線 (D=100mm, H=300mm, 振幅±20mm)

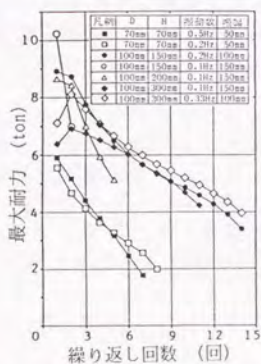


図3.17 最大耐力と繰返し回数の関係

としてダンパー(鉛)が発熱するためである。鉛の融点は、 $327^{\circ}\text{C}$ である。実験終了時にダンパー中心部は融点に達していることも確認されている。従って、鉛ダンパーの破断は熱による鉛の溶融によっておこり、これに抵抗するには鉛の体積を増やすことが効果的である。

以上、I型ダンパーの性能試験の結果から、I型は独特の履歴曲線を示し、大きなエネルギー吸収能力を有することが認められた。本ダンパーの降伏耐力は(3.13)式により推定可能であることが確認された。又、繰返し加力に対しては耐力は繰返しに伴い減少するものの、十分なエネルギー吸収能力を有していることが示された。

### 3.4.3 U型ダンパーの復元力特性

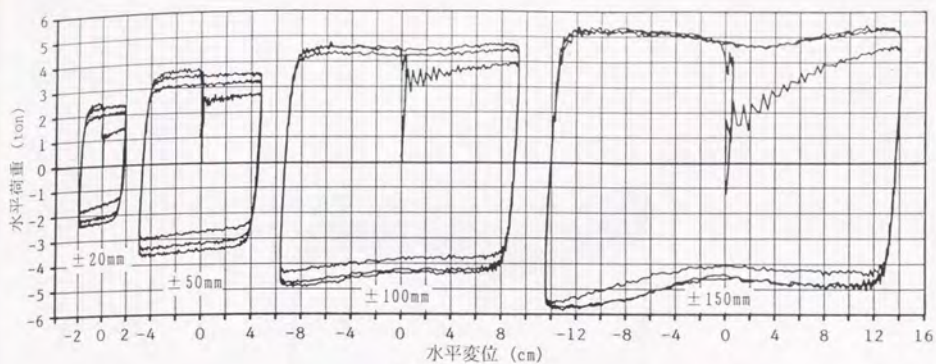
図3.18に直径 $D=140\text{mm}$ 、 $H=580\text{mm}$ の場合の履歴曲線を示す。同図は、振動数 $0.33\text{Hz}$ で、振幅を $\pm 20\sim\pm 150\text{mm}$ と変化させた場合である。同図(a)がP方向加力、(b)がO方向加力の場合である。ここでP方向とはダンパーの屈曲部方向(面内方向)であり、O方向とは屈曲部に直交する方向のことである。同図よりP方向加力では目標とした剛塑性型の復元力特性が得られているのに対し、O方向加力ではI型ダンパーで見られたような傾向が多少残っている。これは、O方向加力では、ダンパーにねじれ変形が加わるためであると思われる。しかし、いずれにせよP方向、O方向加力による履歴曲線の差は小さく加力方向による差は少ないものといえる。

図3.19は直径 $D$ を $75, 100, 140\text{mm}$ と変化させた場合の降伏耐力を示したものである。高さ $H$ はいずれも $580\text{mm}$ である。図中には(3.13)式による降伏耐力の予測値も記入されている。予測値と実験値は良い対応を示しており、(3.13)式はU型ダンパーにも適用可能であると思われる。

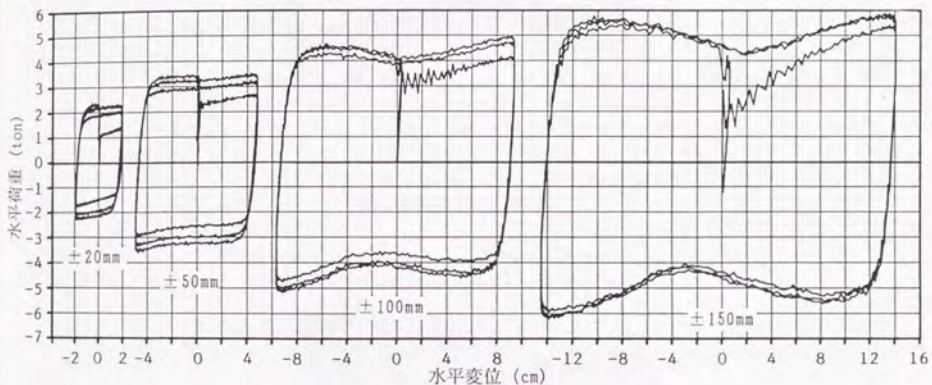
図3.20は、図3.18の場合と同じ供試体を用いて繰返し加力を行ったときの履歴曲線である。振幅は $\pm 150\text{mm}$ で加振振動数は $0.33\text{Hz}$ である。繰返し回数は100回である。図3.21は同様に片振り加力とした場合の繰返し試験の結果である。加振振幅は $+20\sim-280\text{mm}$ である。繰返しとともに履歴曲線は徐々に小さくなる。加力サイクルが増えるにしたがってダンパーは部分的に溶融状態となり形が変形してくる。しかし、破断には至らず最後までエネルギー吸収能力を保持している。

図3.22は図3.20と図3.21から求めた繰返し回数と履歴面積の総和の関係を示したものである。同図より履歴吸収エネルギーはほぼ繰返し回数に比例して増加し、十分なエネルギー吸収能力を有していることが明かである。

以上より、 $D=140\text{mm}$ のU型ダンパーは $300\text{mm}$ 以上の変形能力を有しており、その履歴曲線は、剛塑性型を示すことが認められた。更に、変形型ダンパーの降伏耐力はI型ダンパーに対して求められた(3.13)式を基に推定可能であることが明かとなった。



(a) P方向加力の場合



(b) 0方向加力の場合

図3.18 U型ダンパーの動的履歴曲線 (振動数0.33Hz)

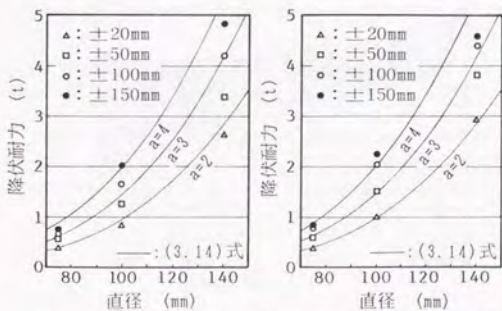


図3.19 U型ダンパーの軸部直径と降伏耐力の関係

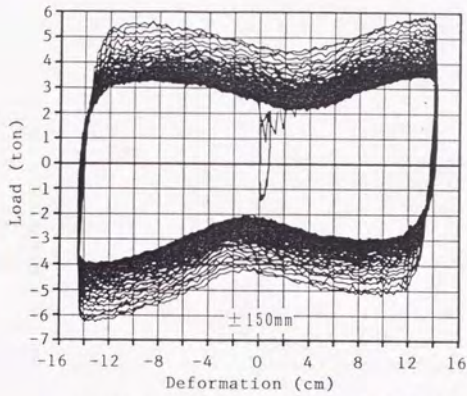


図3.20 U型ダンパーの繰り返し加力試験  
(振動数0.33Hz, 100回)

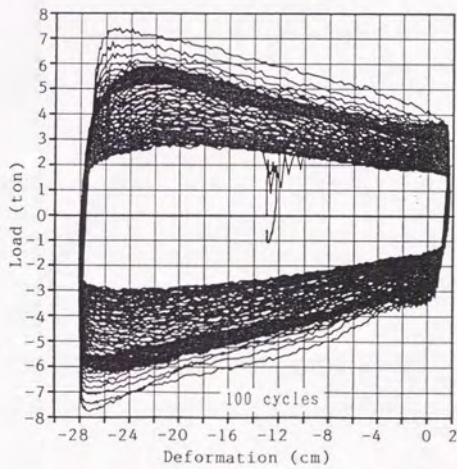


図3.21 U型ダンパーの繰り返し加力試験  
(振動数0.33Hz)

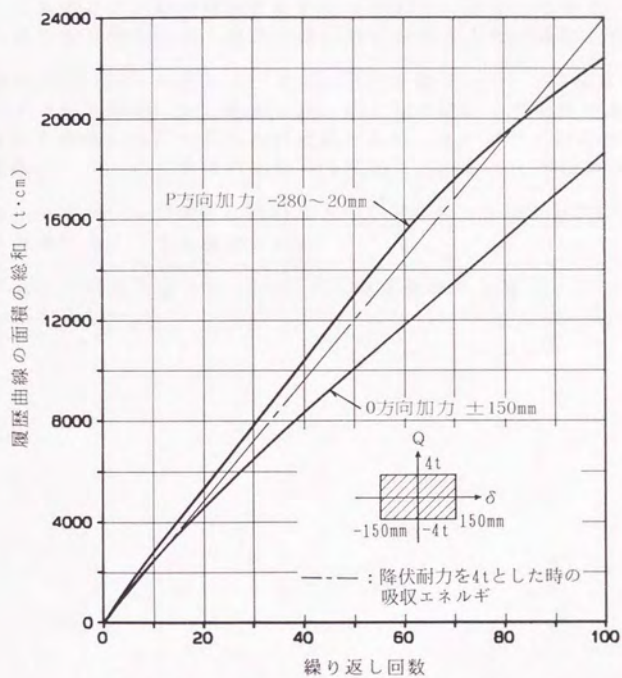


図3.22 繰り返し回数と履歴面積の総和の関係

### 3.5 まとめ

本章ではダンパーの設計に関連して、ダンパーに要求される塑性変形能力について明らかにするとともに、これらの要求を満たす弾塑性型ダンパーを開発し、履歴特性について検討を加えた。これらのダンパーの実験結果から、本ダンパーは免震用ダンパーとしての性能を十分有しており、ダンパーの設計の自由度も大きいことを確認した。以上の解析、実験から以下の知見が得られた。

1. ダンパーの復元力特性が完全弾塑性型であるとした場合、エネルギーの釣合からダンパーの累積塑性変形量が(3.3)式で推定されることを示し、(3.3)式と応答解析による結果は良い対応を示すことを確認した。
2. 免震用ダンパーとしてスチールダンパーと鉛ダンパーの2種類の弾塑性型ダンパーを開発した。両ダンパーはともに設計の自由度が高く、復元力特性を自由に設定することが可能である。両ダンパーの実物実験から免震用ダンパーに要求される性能を満足していることが認められた。
3. スチールダンパーの剛性は(3.6)式と(3.7)式、耐力は(3.10)式と(3.11)式により評価できることを確認した。
4. 鉛ダンパーの降伏耐力は、(3.13)式に示す簡単な実験式により推定できることを示した。

## 参考文献

1. R.I.Skinner, J.M.Kelly et al. ; "Hysteretic Dampers for Earthquake -Resistant Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.3, 1975
2. R.I.Skinner, J.M.Kelly et al. ; "Energy Absorption Devices for Earthquake Resistant Structures", Proceedings of 5th WCEE, Vol.2, 1973
3. R.G.Tyler, ; "A Tenacious Base Isolation System Using Round Steel Bars", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.11, No.4, 1978
4. W.H.Robinson, L.R.Greenbank ; "An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structures during Earthquake", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, 1976
5. W.H.Robinson ; "Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures during Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, 1982
6. 日本鉛垂鉛需要研究会 ; "鉛ハンドブック", 1985
7. 日本建築学会 ; "免震構造設計指針", 1989
8. 秋山 宏 ; "第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測", 日本建築学会構造系論文報告集, 第400号, 1986年6月