

福岡大学
博士学位論文

天然ゴム系積層ゴム支承の経年変化に関する研究
ー 実建物と支承単体における水平剛性の比較と実建物でのクリープ ー

令和8年3月

山上 聡

工学研究科 エネルギー・環境システム工学専攻

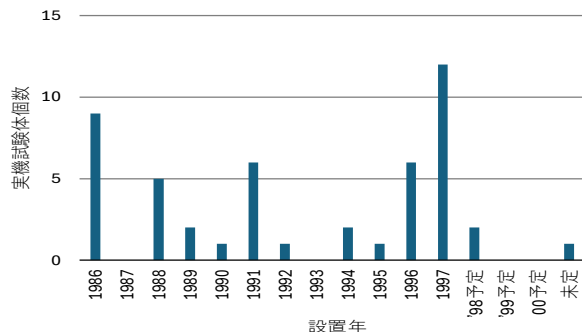
天然ゴム系積層ゴム支承の経年変化に関する研究

ー 実建物と支承単体における水平剛性の比較と実建物でのクリープ ー

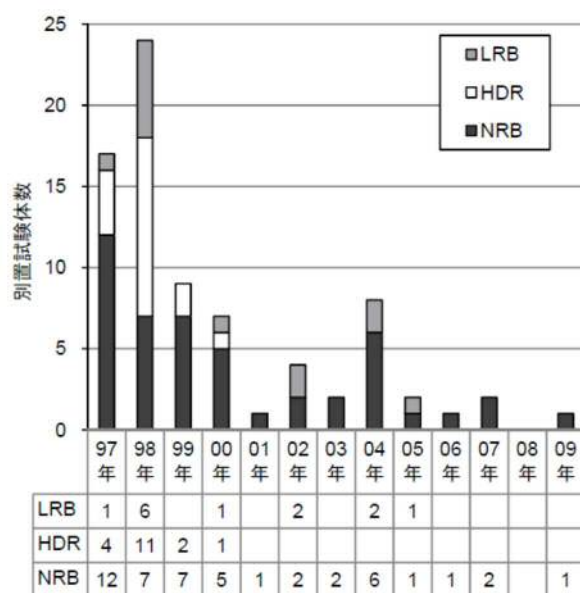
目 次

1. はじめに	1
1.1. 積層ゴム支承による免震構造	1
1.2. 積層ゴム支承の歴史と劣化に関する調査.....	3
1.3. 積層ゴム支承の設計と劣化のメカニズム.....	12
1.4. 本研究の目的	14
2. 対象建物と免震装置	15
3. 実建物の免震層の経年変化	19
3.1. 実験概要	19
3.2. 静的加力実験による調査結果	20
3.3. 自由振動実験による調査結果	21
3.4. 静的加力実験結果と自由振動実験結果の比較.....	22
3.5. 熱老化試験との比較	23
3.6. 使用環境温度の影響	26
3.7. 繰り返しの影響	27
3.8. 積層ゴム支承のクリープ	28
3.9. まとめ	31
4. 建物から抜取った積層ゴム支承の性能と経年変化.....	32
4.1. 試験概要	32
4.2. 基本性能確認試験	32
4.3. 限界変形試験	35
4.4. 建物での静的加力実験との比較	37
4.5. 建物から抜き取った積層ゴム支承の物性調査.....	38
4.6. まとめ	41
5. 別置き積層ゴム支承の調査結果	42
5.1. 別置き積層ゴム支承の経年変化	42
5.2. 別置き積層ゴム支承と建物から抜き取った積層ゴム支承の比較.....	43
5.3. 熱老化試験による予測値との比較	44
5.4. 熱老化試験の精度	45
5.5. まとめ	47

6. 経年変化の予測式	48
6.1. 既往の研究	48
6.2. 修正式の提案	51
6.3. 提案式の検証	54
6.4. まとめ	55
7. 結論	56
謝 辞	57
参考文献	58



(a) 評定番号免1~免361で設置された
実機別置試験体の推移
(MENSIN 1999-No.23 より)



(b) 1997年以降に実免震建物に設置された
別置試験体の推移²⁾

(c) 評定番号免1~免361で設置された実機別置試験体数

種類	直径300mm未満	直径300mm以上	直径500mm以上
LRB	1	2	4
HDR	0	0	5
NRB	2	4	30
合計	3	6	39

(MENSIN 1999-No.23 より)

(d) 1997年以降に実免震建物に設置された
別置試験体数²⁾

種類	直径300mm以上	直径500mm以上
LRB	6	7
HDR	17	1
NRB	25	22
合計	48体 (62%)	30体 (38%)

図1-2 これまでに設置された別置試験体

また、同報告では、積層ゴム支承の経年変化調査に対し、次に示す問題点や提案が示されている。

- ・実大積層ゴム支承に比べ直径が小さい縮小試験体では表層からの酸化劣化の影響が大きくなり、実大積層ゴム支承より、厳しい評価を得るのではないかと
- ・熱老化試験が必ずしも十分な予測を導くとは限らないので、経年変化特性の収集が必要
- ・別置き試験体の効果的な設置方法の検討や試験結果の評価や判定方法が必要
- ・異なる使用環境を考慮したデータの整理と蓄積が必要
- ・経年変化後の終局変形性能など、破壊性状に及ぼす影響についての知見が少ない
- ・クリープ予測に用いられる試験条件の総合的な検証など改善が必要

これらのことから、積層ゴム支承の経年変化調査については、実免震建物での観測や実大別置き試験体での計測が継続的に行われることは、予測法の検証のためにも重要であると述べられている。

1.2. 積層ゴム支承の歴史と劣化に関する調査

ゴム支承を用いた海外での実績は、日本の建物での実績より 100 年ほど早く、橋梁用のゴム支承として 1889 年にオーストラリアのメルボルン橋にパッド型の天然ゴムを用いた支承が最も古い実施例である（写真 1-1）。約 100 年後に中内らがこのゴムパッドより約長さ 50mm、幅 5~10mm、厚さ 5~10mm 程度のサンプルを外側から 2 か所（試料 A,C）、内側から 1 か所（試料 B）を入手し調査した結果、表層面はかなり酸化劣化が起こっているが（写真 1-2）、表面より 5mm 程度内側ではゴムとしての弾性を保持していた（図 1-3）。しかし、劣化の程度（初期値）はわかっていない³⁾。日本では 1949 年に京成電鉄の架道橋で軌道パッドが用いられたのが最初の例である。

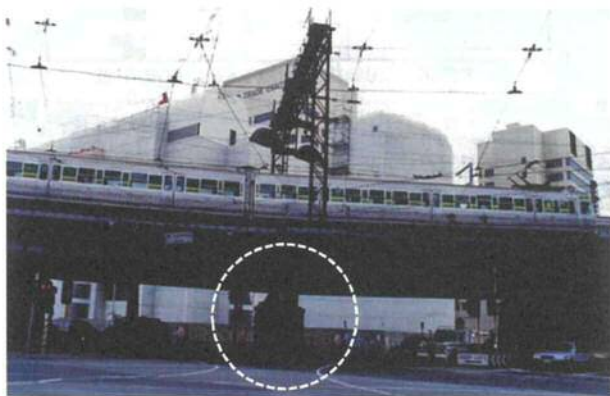


写真 1-1 メルボルンの鉄道橋梁

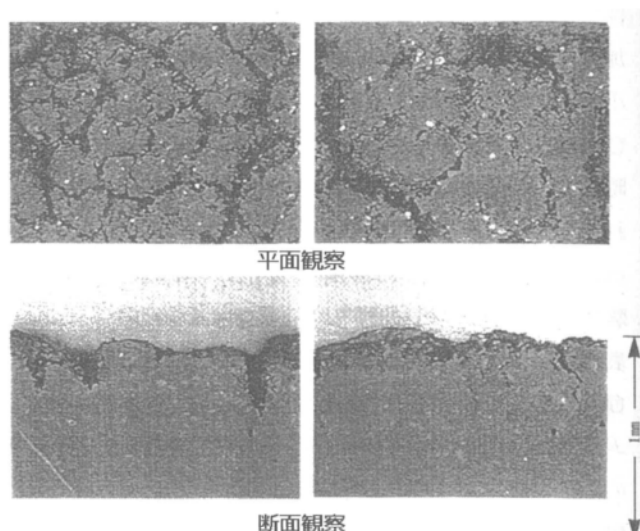
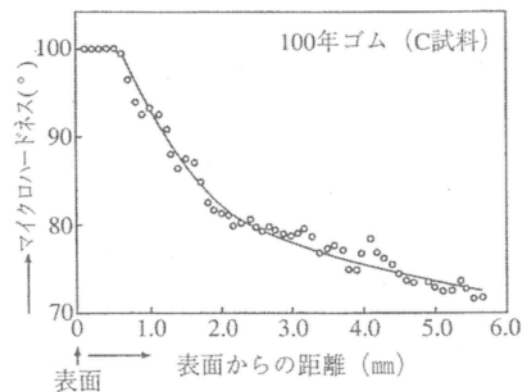
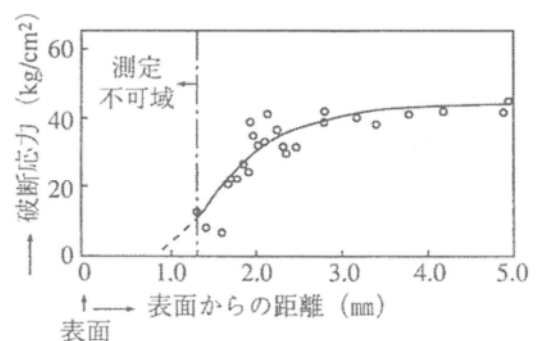


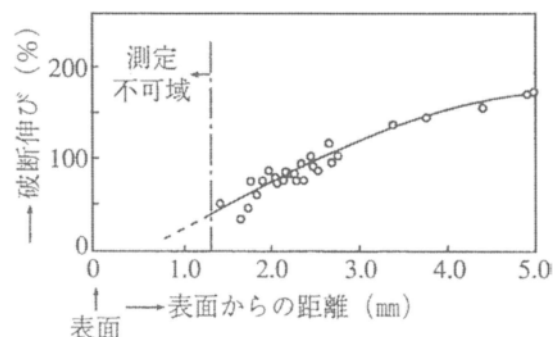
写真 1-2 ゴムの外観観察（試料 C）



(a) ミクロ硬度分布



(b) ミクロ破断分布



(c) ミクロ破断伸び分布

図 1-3 サンプルの試験結果

メルボルンの鉄道橋とその調査結果（「建築免震用積層ゴム支承ハンドブック」より）

1956年にイギリスのリンカーン市にあるパルハム橋に用いた積層ゴム支承（写真 1-3、図 1-3、表 1-1）が本格的な積層ゴム支承の最も古い実施例である。FBR 免震設計に関する研究の一環で藤田らが約 40 年経過した積層ゴム支承を取得し調査した（表 1-2、図 1-4、1-5）。その結果、酸化による特性変化は表面から 50mm の範囲であり、表層の 100%弾性率のピーク値は内部より 30%程高かった（図 1-6）^{4) 5) 6)}。

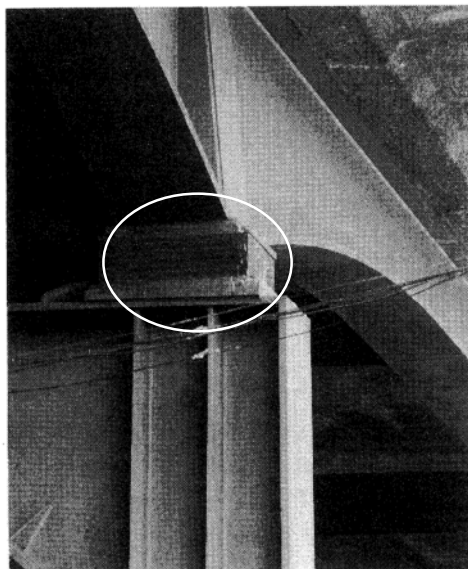


写真 1-3 積層ゴム支承の設置状況

表 1-1 積層ゴム支承の設計仕様

項 目	設計仕様
ゴム部外径寸法	613 × 410 × 181mm
ゴム層	5層 × 18.4mm, 2層 × 6.4mm
鉛直ばね定数	3.86×10^8 N/m
水平ばね定数	3.86×10^6 N/m
ゴム硬度	70

表 1-2 試験項目と積層ゴム支承試験体番号

試験項目	積層ゴム番号	備考
ゴム素材試験 (物理特性試験) (組成分析試験)	No.3,5,8	物理特性試験では硬さ試験, 引張り試験, 2面せん断試験を実施. 組成分析試験ではゴムの配合, 組成を分析
積層ゴム 要素試験	No.2,7	鉛直剛性, 水平剛性を測定後に 同一試験体を用いて破断試験を 実施

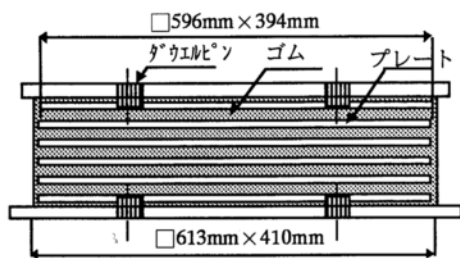


図 1-3 積層ゴム支承の形状

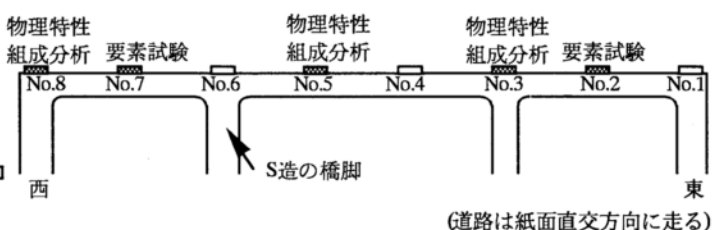


図 1-4 積層ゴム支承試験体の設置位置

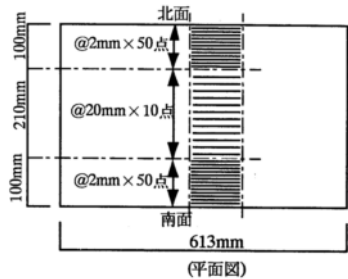


図 1-5 試験片採取位置と形状

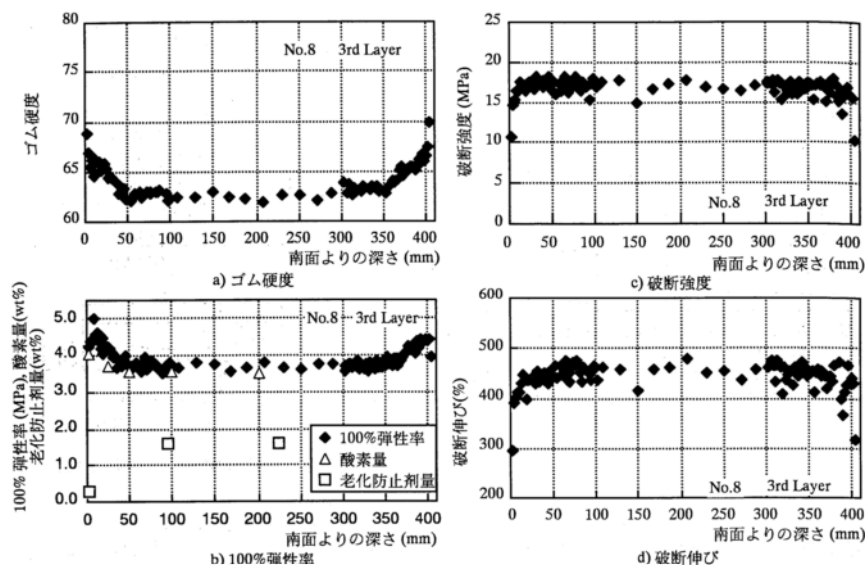


図 1-6 試験結果

Pelham Bridge の調査概要 ⁴⁾⁵⁾⁶⁾

パルハム橋から採取された積層ゴム支承については、同研究で加藤らにより、酸化の影響を受けていないと考えられる支承中央部のゴム層を切り出した熱老化試験もおこなわれている（表 1-3、図 1-7）。その結果、熱老化試験によるゴム物性の変化の傾向は、促進温度および物性値により異なり、硬度、100%弾性率については、促進温度が低いほうが自然環境での変化に近く、表面近傍で硬化傾向がみられたが、自然環境下での破断伸びや破断強度には、熱老化試験から推定されるほどの物性低下はみられなかった（図 1-8）。

表 1-3 各試験体の加熱日数⁷⁾

10℃での 相当年数	試験体名 (加熱日数)		
	70℃加熱	80℃加熱	90℃加熱
20年	No.8-4 (14.5)	-	-
40年	No.3-1 (28.9)	No.3-4 (12.6)	No.3-4 (5.7)
80年	No.8-4 (57.8)	-	-
135年 (20℃で40年)	No.3-1 (97.4)	No.3-5 (42.4)	No.3-5 (19.3)

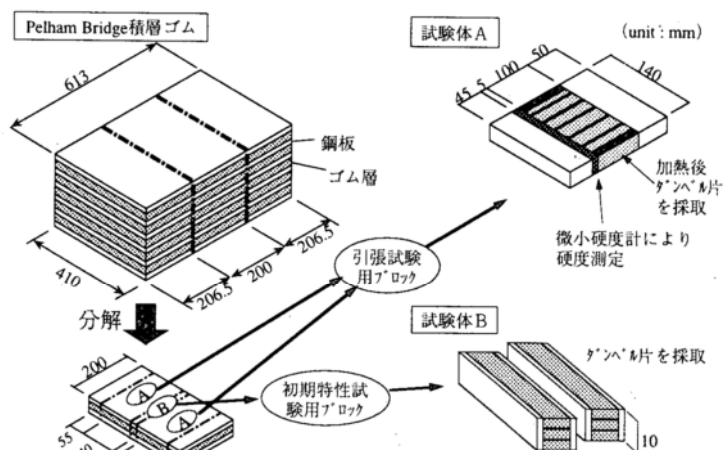


図 1-7 試験体加工⁷⁾

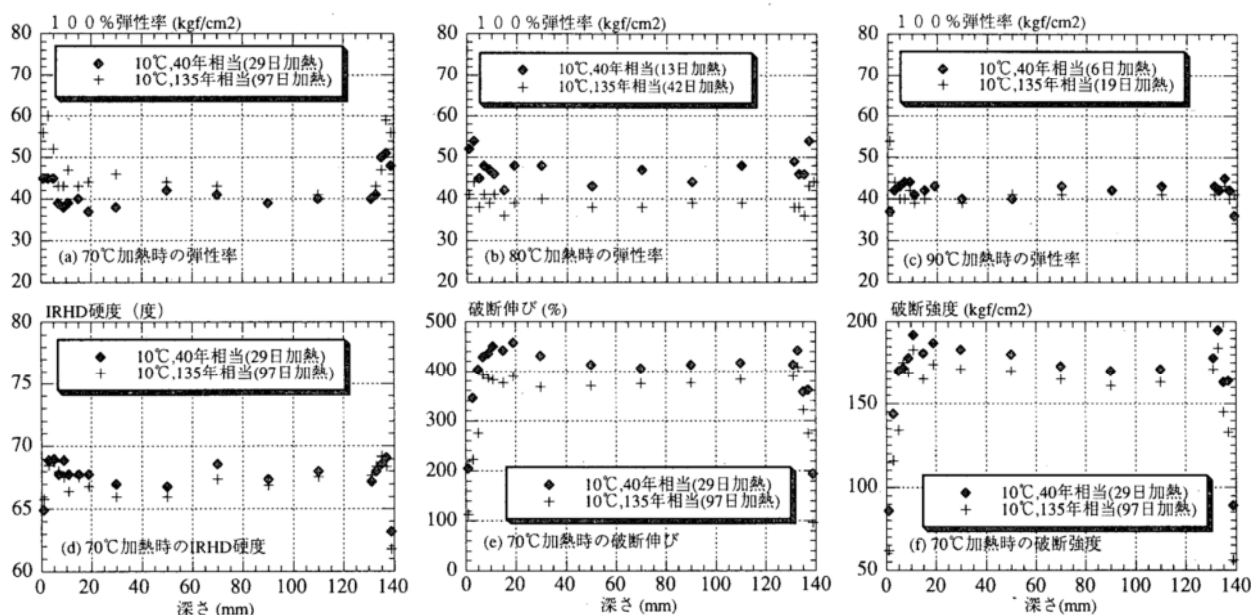


図 1-8 各種物性値の分布⁷⁾

また、熱老化試験の硬度測定結果に基づく酸化深さの推定値は自然環境下での値にほぼ一致していたが、破断伸びや100%弾性率から推定した酸化深さは過大に評価していた（図 1-9）⁷⁾。

日本では 1961 年の鬼怒川橋梁に用いられたクロロプレンゴム製の積層ゴム支承が最初の例である。その 17 年後の調査結果ではゴムの諸物性は目標値を保持しており、寿命は 85~200 年と予測されている。

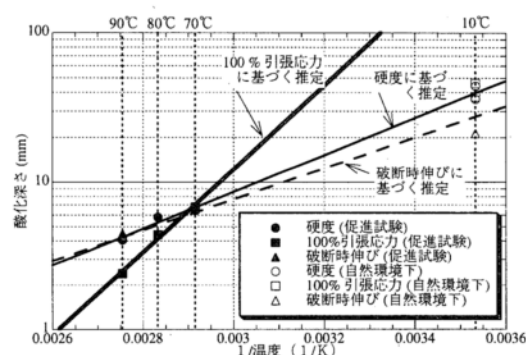


図 1-9 酸化深さの比較⁷⁾

橋梁用のゴム支承については、伊藤らにより天然ゴムを対象に熱老化試験により熱酸化劣化特性を把握した報告がある⁸⁾。厚さ 50mm のゴムブロックをスライスし U100 (100%弾性率) と破断伸びの熱老化前後の変化率で比較した。図 1-10, 11 の横軸はブロック厚さ 50mm に対する相対位置で、0 と 1 のときブロックの表面を示している。その結果、いずれの実験温度においてもブロック表面近傍で U100 と破断伸びが大きく変化していた。クリティカル深さ (酸化深さ) は、実験時間の早い段階で決まり、時間の経過に伴って大きくなる傾向はほとんどみられてないが、実験温度による違いが見られており、高い温度に對し小さくなる傾向があった (図 1-10、1-11)。

クリティカル深さが環境温度により異なることは、文献 7) に共通している。

同報では、クリティカル深さの算出法も提案されており、パルハム橋では 80 mm と予測されている。

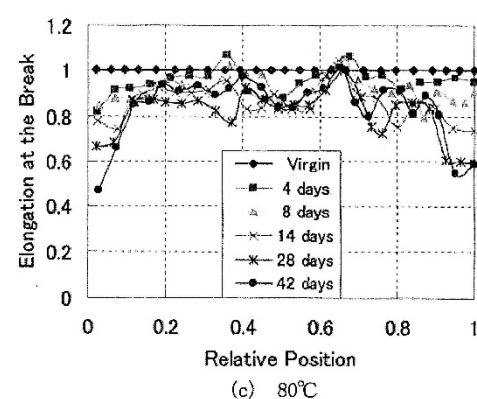
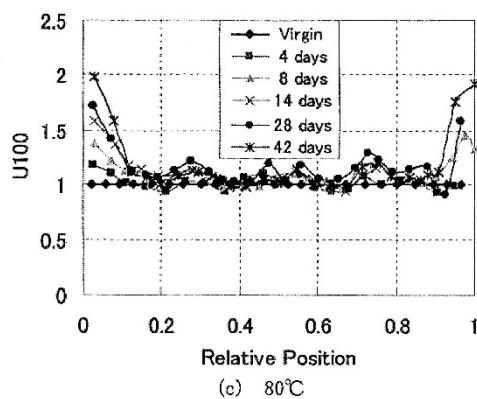
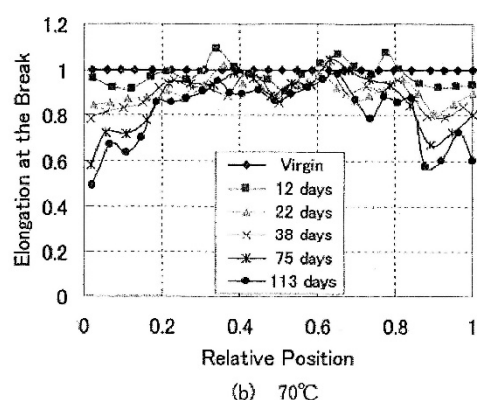
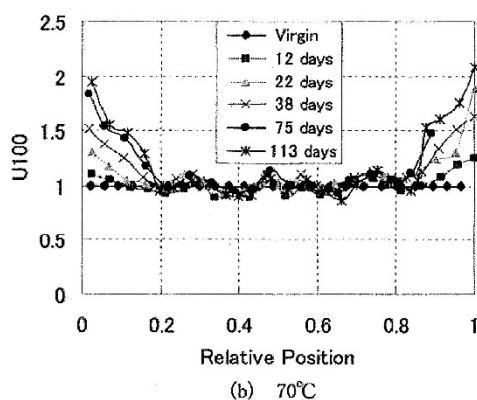
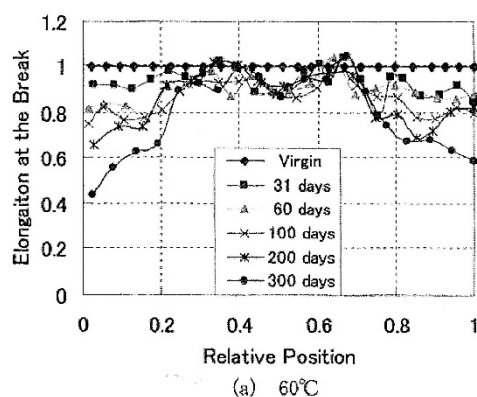
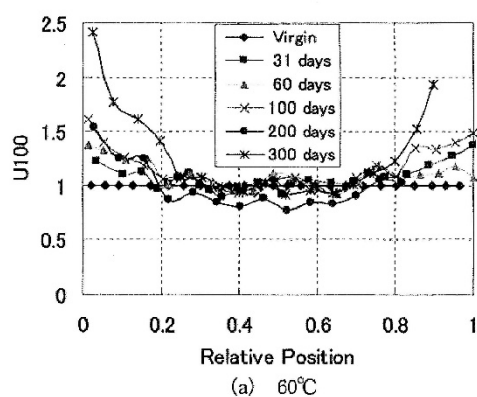


図 1-10 U100 プロファイル⁸⁾

図 1-11 破断伸びプロファイル⁸⁾

水平剛性の変化率に関する予測式についても研究が進んだ。2011年に野口らは、2005年に伊藤らにより発表されたゴム材料の劣化特性⁸⁾を、円形の積層ゴム支承に適用した予測式を提案している。この予測式を基に、2013年に栗田らは、円形の積層ゴム支承の中心に孔を有する場合の修正式を提案している⁹⁾。基となっている酸化劣化の模式図を図1-12に示す。これによると、ゴムの酸化劣化の範囲は空気に触れている表面部分から幅 d の範囲であり、せん断弾性係数の変化率 Δf_s は表面部分で最大となる。酸化劣化は、既往の研究よりゴム表面から一定の範囲までしか生じないとしている。表層部におけるせん断弾性係数の変化率 Δf_s や酸化劣化の幅 d は、前述の伊藤らの研究結果⁸⁾が採用されており、せん断弾性係数は幅 d の中で、内部からの距離の2乗に比例して大きくなり、表面では Δf_s 倍になるとされている。

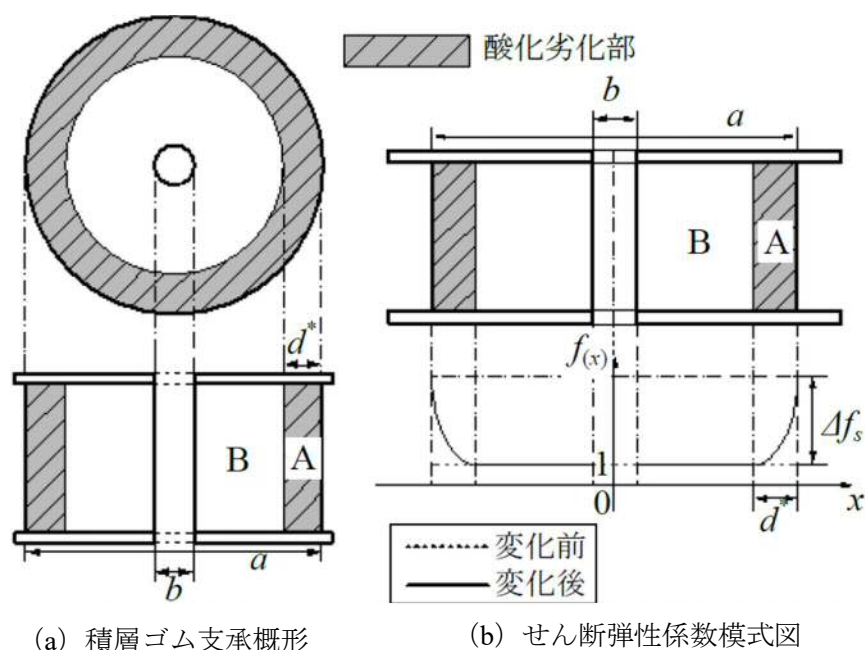
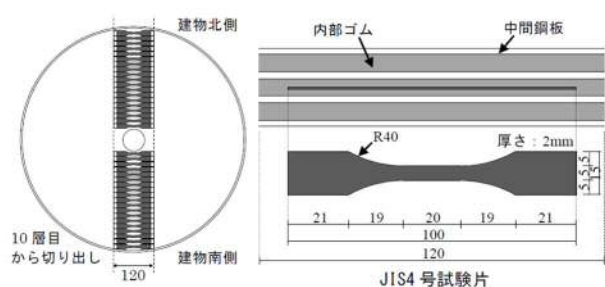
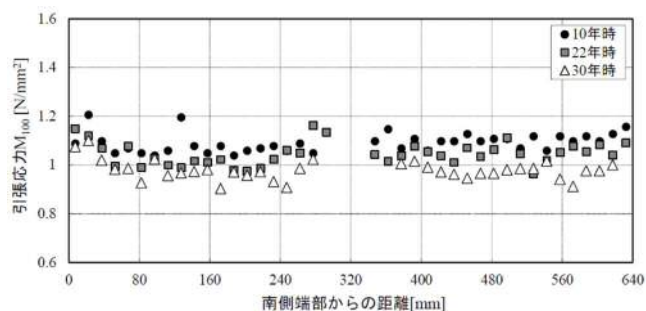


図 1-12 酸化劣化の模式図⁹⁾

2016年には、実免震建物の竣工後30年を迎え、その調査結果が報告されている。その1例として竹中工務店の社員寮がある。当建物では、10年目、22年目、30年目に実使用していた積層ゴム支承を抜き取り、支承の特性や材料の特性変化について報告されている¹⁰⁾。使用している積層ゴム支承は天然ゴム系であり直径は670mm、外周部に厚さ8mmの被覆ゴムが施されている。内部ゴムの引張試験結果を図1-13に示す。引張応力 M_{100} （ゴム材料のダンベル状試験片を用いた引張試験における100%伸び時の応力）は、経年により差はあるが、 0.9N/mm^2 から 1.2N/mm^2 の範囲で概ね一定の分布を示していたことが報告されている。



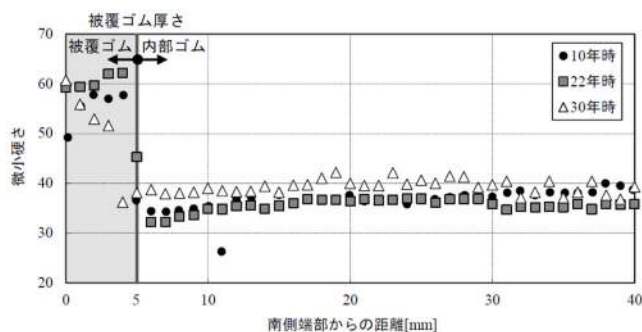
(a) 内部ゴムの試験片採取位置（単位：mm）¹⁰⁾



(b) 引張応力 M_{100} の分布¹⁰⁾

図 1-13 内部ゴムの引張試験結果¹⁰⁾

同研究では、図1-14に示す試験片により硬度試験と酸素濃度の試験も行われており、その結果を図1-15に示す。微小硬さの分布は、材質の異なる被覆ゴムと内部ゴムでは値が異なるが、内部ゴムでは中心部まではほぼ一定の値であったことが報告されている。また、酸素濃度は中心部を基準とした場合、外周の被覆ゴムで高い値を示したが、内部では安定していたことが報告されている。



(a) 微小硬さの分布¹⁰⁾

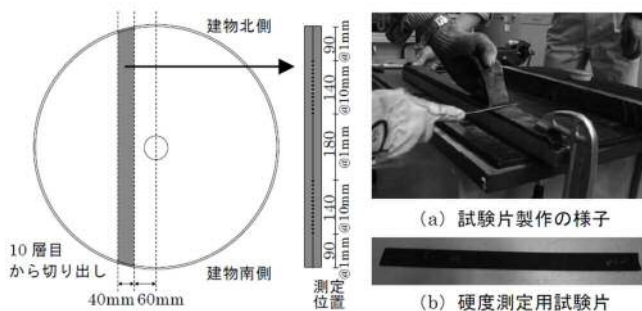
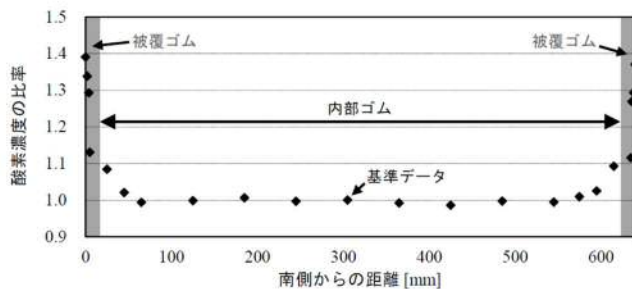


図 1-14 硬度試験片と採取位置¹⁰⁾



(b) 酸素濃度の比率の分布¹⁰⁾

図 1-15 硬度試験片での調査結果¹⁰⁾

また、同研究では、建物から抜き出した積層ゴム支承の水平剛性の経年変化についても報告されている。水平荷重とせん断歪みの関係を図 1-16 に、出荷時と経年時の水平剛性の比較を表 1-4 に示す。荷重変形関係では経年 30 年時のせん断ひずみ（積層ゴム支承のせん断変形量をゴム層総厚で除した値 γ ）に対する水平荷重は大きくなっており、水平剛性も大きくなっているように見られる。しかし、評価方法が、 $\gamma = 10\%$ からの評価区間を用いており、 $\gamma = 100\%$ 程度ではマイナスの評価になっている。設計時は水平剛性の評価方法が定まっておらず、他の検証例と一様に比較できない点も積層ゴム支承の経年変化の実態を正確に評価するのが難しい一因であると思われる。

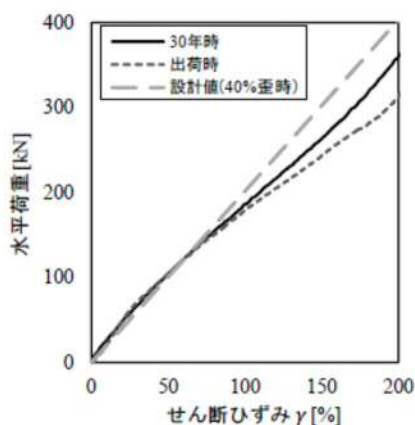


図 1-16 水平荷重-せん断ひずみ関係¹⁰⁾

表 1-4 出荷時と経年時の水平剛性の比較¹⁰⁾ (単位 : kN/mm)

せん断歪 γ 評価区間	経過年数	出荷時	経年時	変化率
$\gamma = 10\% \sim 50\%$	10年時	1.48	1.25	-15.5%
	22年時	1.51	1.36	-9.7%
	30年時	1.52	1.41	-7.0%
$\gamma = 10\% \sim 100\%$	10年時	1.28	1.18	-7.8%
	22年時	1.27	1.25	-1.7%
	30年時	1.27	1.29	+1.4%
$\gamma = 10\% \sim 200\%$	10年時	1.12	1.20	+7.1%
	22年時	1.11	1.24	+12.0%
	30年時	1.12	1.27	+14.1%

2021 年以降には熱老化試験による研究結果も報告されている。文献 11) 12) による熱老化試験（表 1-5、図 1-17、表 1-6）では、促進温度の違いによる水平剛性への影響は、せん断ひずみ γ が大きくなるほど顕著となり、また、試験体の径が小さいほど影響が大きいことが確認されている（図 1-18、図 1-19）¹¹⁾¹²⁾。同じ径であっても、促進温度が高いほうが変化率が低い傾向に見られるのは、文献 8) にみられたように促進温度が高いほど酸化劣化の影響が小さくなるためと考えられる。

表 1-5 試験体の仕様および熱老化条件¹¹⁾

		ϕ 500	ϕ 800	
		No. 1	No. 1、No. 2	No. 3
せん断弾性率		0.39N/mm ²		
本体 ゴム	外径×厚さ	ϕ 500mm×3.75mm	ϕ 800mm×6.0mm	
	層数	26 層		
	形状係数	$S_1=32.0, S_2=5.1$	$S_1=31.7, S_2=5.1$	
活性化エネルギー		91.7[kJ/mol]		
熱老化 20℃×54 年相当		94℃×10 日	94℃×10 日 69℃×91 日	未実施 (比較用)

図 1-17 試験体の断面。中心に連結鋼板があり、その両側にゴム層が挟まれている。ゴム層の内部温度（2層目）と表面温度が示されている。保護ゴムも示されている。

図 1-17 試験体の断面¹¹⁾

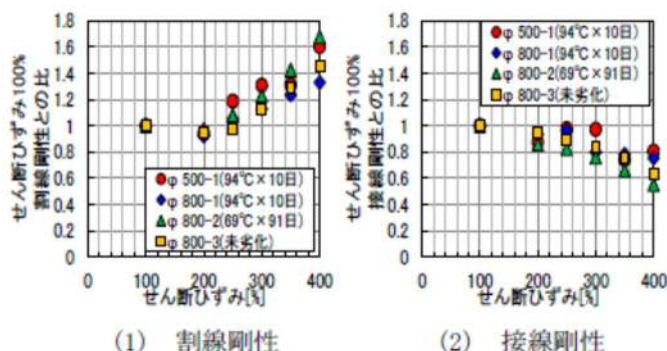


図 1-18 水平剛性変化率（対ひずみ 100%値）¹¹⁾

表 1-6 試験体の仕様および空気加熱条件¹²⁾

ゴム 配合	ゴム径 [mm]	形状係数		No	加熱前の 加振履歴	加熱条件
		S_1	S_2			
配合 1	ϕ 500	17.1	5.1	1	γ 150%	試験体表面温度 92℃で 17 日間 (20℃×60 年相当)
				2		試験体表面温度 67℃で 143 日間 (20℃×60 年相当)
配合 2	ϕ 100	16.1		1	γ 100%	試験体表面温度 98.5℃で 8 日間 (20℃×60 年相当)
				2		
				9	γ 300%	
				3	γ 100%	試験体表面温度 98.5℃で 13 日間 (20℃×100 年相当)
				4		
				5		試験体表面温度 98.5℃で 19 日間 (20℃×150 年相当)
				6		
				7		試験体表面温度 98.5℃で 26 日間 (20℃×200 年相当)
				8		
	ϕ 500 ¹³⁾	32.0		1		試験体表面温度 94℃で 10 日間 (20℃×54 年相当)
	ϕ 800 ¹³⁾	31.7		1		
				2		試験体表面温度 69℃で 91 日間 (20℃×54 年相当)

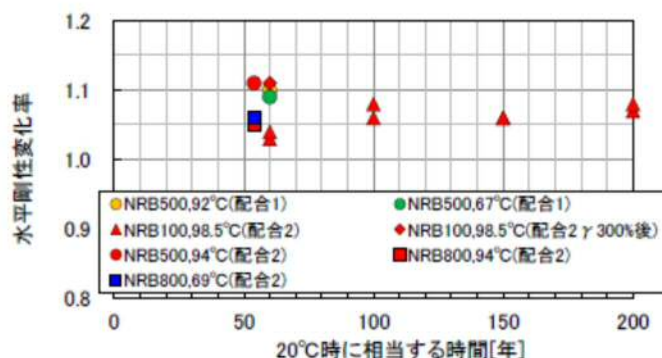


図 1-19 積層ゴム支承水平剛性変化率と 20℃時での相当時間¹²⁾

表 1-7 にこれまでの主な事例と研究報告の時系列を示す。積層ゴム支承の実用化後に経年変化に関して様々な傾向がわかってきたが、熱老化試験の結果と、自然環境下で実使用している経年変化特性との関係は、必ずしも明確になっておらず、実建物での供用期間における影響を把握するには、実大積層ゴム支承による長期観測が必要であると考え。そこで筆者は、天然ゴム系積層ゴム支承を用いた事務所ビルを対象に表 1-8 の調査を 30 年間続けている^{14) ~26)}。本論文では、建物の静的加力試験と自由振動試験の結果から相互関係を考察すると共に、熱老化試験による予測値との比較を行う。また 30 年間使用した積層ゴム支承を抜き取り、納品検査時と同じ試験機により性能確認を行った結果に合わせ、別置き積層ゴム支承との比較を行い、積層ゴム支承の経年変化の傾向と要因について考察する。

表 1-7 積層ゴム支承に関する事例と研究報告の時系列

年	海外事例	国内事例	研究報告
1889	メルボルン橋 (パット型天然ゴム支承)		
1949		京成電鉄架道橋 (軌道パッド)	
1956	パルハム橋 (積層型天然ゴム支承)		
1961		鬼怒川橋梁 (クロップレングム製積層ゴム支承)	
1980			建築用積層ゴム支承の開発
1983		八千代台免震住宅 竣工	
1986～		奥村組技術研究所等 竣工	
1987		竹中工務店社員寮 竣工	
1993			メルボルン橋で 100 年使用した ゴムパッドの経年変化
1996			パルハム橋で 40 年使用 した積層ゴム支承の経年変化
2011～			水平剛性の変化率に関する 予測式の提案
2017～			実建物での経年 30 年における 報告
2021～			熱老化試験による再現報告

表 1-8 対象建物に関するこれまでの調査一覧

	材料特性	積層ゴム支承から 採取した試験片の 材料特性	積層ゴム支承の性能					建物の性能
			硬さ 引張強さ等	水平剛性 (2 体 1 組方式)			限界変形	静的加力 自由振動
				建物に 使用	別置き 試験体	縮小 φ 400	建物に 使用	
設計時	測定			測定	測定	測定	測定	
熱老化	測定			測定				
竣工後経過 年	竣工時							測定
	2							測定
	11		測定					
	19							測定
	21		測定			測定		
	23							
	30		測定			測定		測定
	31				測定			
	32	測定					測定	

1.3. 積層ゴム支承の設計と劣化のメカニズム

ここで、ゴム素材の設計用材料定数と積層ゴム支承の特性の関係を把握するために、積層ゴム支承の基本特性式について確認する。

積層ゴム支承の基本特性式を式 (1-1) ～ (1-6) に、一般的な天然ゴムの弾性定数を表 1-9 に示す。

$$\text{水平ばね定数：} \quad K_H = \frac{A \cdot G}{n \cdot t_R} \quad (1-1)$$

$$\text{鉛直ばね定数：} \quad K_V = \frac{A \cdot E_c}{n \cdot t_R} \quad (1-2)$$

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E_{ap}} + \frac{1}{E_b} \quad E_c = \frac{E_{ap} \cdot E_b}{E_{ap} + E_b} \quad E_{ap} = E_0 (1 + 2\chi S_1^2) \quad (1-3)$$

$$\text{クリープ量：} \quad \varepsilon = \frac{n \cdot t_R}{100} \times 17.2 \times \frac{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{0.619}}{\left(\frac{G}{G_0}\right) \times S_1^{1.02}} \times Y^{0.568} \quad (1-4)$$

$$\text{1 次形状係数：} \quad S_1 = \frac{\pi \cdot (D^2 - d_s^2) / 4}{\pi \cdot (D + d_s) / t_R} = \frac{D - d_s}{4 \cdot t_R} \quad (1-5)$$

$$\text{2 次形状係数：} \quad S_2 = \frac{D}{n \cdot t_R} \quad (1-6)$$

ここで

K_H ：水平ばね定数（水平剛性）

A ：積層ゴム支承の受圧面積

n ：ゴムの積層数

E_c ：積層ゴム支承の縦弾性係数

E_b ：ゴムの体積弾性係数

χ ：ゴム硬度補正係数

d_s ：ゴム内径（鋼板内径）

Y ：期間

S_1 ：ゴム 1 層の側面積に対する拘束面積の比で、鉛直剛性や曲げ剛性に関係している

S_2 ：全ゴム層厚に対するゴム直径の比で、座屈荷重や水平剛性に関係している

K_V ：鉛直ばね定数（鉛直剛性）

G, G_0 ：ゴムのせん断弾性係数、基準せん断弾性係数

t_R ：ゴム 1 層の厚さ

E_{ap} ：見かけの縦弾性係数

E_0 ：ゴムの真の弾性係数

D ：ゴム外径（鋼板外径）

σ, σ_0 ：面圧、基準面圧

表 1-9 一般的な天然ゴムのゴム弾性定数

硬さ IRHD	ゴム弾性係数 E_0 (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	補正係数 χ	体積弾性係数 E_b (N/mm ²)
30	0.92	0.30	0.93	1000
35	1.18	0.37	0.89	1000
40	1.50	0.45	0.85	1000
45	1.80	0.54	0.80	1000
50	2.20	0.64	0.73	1030
55	3.25	0.81	0.64	1090
60	4.45	1.06	0.57	1150
65	5.85	1.37	0.54	1210
70	7.35	1.73	0.53	1270
75	9.40	2.22	0.52	1330

実務設計においては、式 (1-1) により設計された積層ゴム支承の水平剛性に、材料特性のばらつきを±10%、温度変化の影響を±5%、さらに経年変化による影響を+10～20%程度見込んで地震時の建物の応答を計算しており、経年変化の精度を求められている。

積層ゴム支承に用いられるゴム材料の劣化（主に硬化）は様々な要因が複合的に合わさって起きるが、経年劣化の主な要因は、酸化劣化と温度劣化によるものと考えられている。酸化劣化は表面から一定の範囲で起き、その程度は内部へいくほど小さくなっていく。温度劣化は環境温度によって積層ゴム支承全体で発生するが、天然ゴムの場合、その程度はかなり小さいと考えられている。

一般的に、積層ゴム支承の水平剛性が大きくなると地震時に上部建物に入る力が大きくなり、上部構造物の耐力や居住性に影響してくる。一方、水平剛性が小さくなると地震時に上部建物の水平変位が大きくなり、擁壁等とのクリアランスの確保がより必要になる。そのため、設計時には適正な水平剛性の評価を求められている。水平剛性に考慮する経年変化の影響は大きいですが、これは熱老化試験による 60 年後の予測値であり、その精度についての検証が求められている。

また、鉛直剛性やクリープ量の変化は、建物や床の傾きに影響し、建物内での変化量のばらつきが大きくなると梁に過大な応力が発生する恐れがある。

天然ゴムの材料特性としては、ゴム硬さが硬くなるほど弾性係数 E_0 やせん断弾性係数 G は大きくなる傾向にある。また、表 1-9 にあるせん断弾性係数と弾性係数の関係は図 1-20 に示すようほぼ線形に比例しており、ゴム材料の弾性係数の変化率はせん断弾性係数の変化率とみなせる。したがって、せん断弾性係数に比例する積層ゴム支承の水平剛性の変化率は、弾性係数の変化率に比例すると考えることができる。

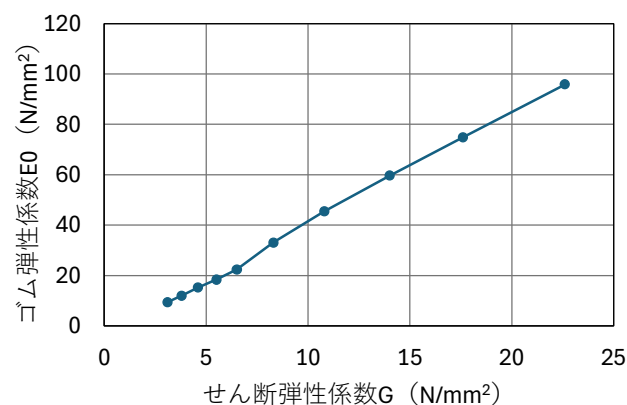


図 1-20 せん断弾性係数と弾性係数の関係

1.4. 本研究の目的

これまで紹介してきたように、建築物に積層ゴム支承を用いた免震構造が実用化されて 40 年程である。積層ゴム支承は、それに用いるゴム材料の経年による特性変化が心配されている。しかし、設計に用いる特性の経年変化率は、創成期の熱老化試験による予測値であり、建物の実用期間 60～80 年程の実証例は無いため、積層ゴム支承の特性変化に関する継続的な観測と検証が望まれている。

そこで、奥村組技術研究所管理棟で実施している免震構造の経年変化に関する調査を基に、天然ゴム系積層ゴム支承の経年による特性変化、特に水平剛性と変形性能、クリープの経年変化に着目して実態を把握する。そして、設計時の予測値や既往の研究との比較を行い、水平剛性の経年変化に関しては、実際の経年変化に則した予測式を提案する。

水平剛性に関しては、建物の自由振動実験による動的特性と、静的加力実験による静的特性の整合性を確認する。また、建物から抜取った積層ゴム支承と別置き積層ゴム支承の特性変化を比較し、別置き積層ゴム支承による経年変化調査の有効性を確認する。そして、建物の特性変化と積層ゴム支承単体の特性変化の整合性を確認し、熱老化試験による予測値と比較すると共に、経年変化に関する調査方法に関する留意点についても言及していく。

2. 対象建物と免震装置

対象となる免震建物は、1986年9月に竣工した奥村組技術研究所の管理棟（茨城県つくば市）である。対象建物を写真2-1に、建物概要を表2-1に示す。4階建の鉄筋コンクリート造で基礎免震構造を採用している。免震装置には、天然ゴム系積層ゴム支承（Natural Rubber Bearing：以下NRBという）を25基、鋼棒製ダンパーを12基使用している。免震装置概要を図2-1に、免震装置の諸元を表2-2に示す。NRBのゴム径は直径500mm、ゴム層は7mm×14層（ゴム層総厚=98mm）、鉛直・曲げ剛性の指標となる1次形状係数 S_1 は17.1、座屈荷重や水平剛性の指標となる2次形状係数 S_2 は5.1である。ゴムのせん断弾性率 G は0.44N/mm²相当で、空気を透過しにくいテープ状の保護ゴムで外周をカバーしている。建設時の納品検査では保護ゴムを外して最大変位±250mmの水平変形試験を全数実施している。

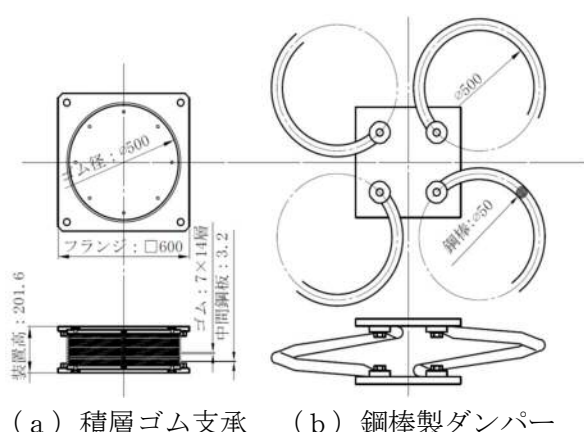
ダンパーは鋼棒製で、内径φ500mmのループ状の鋼棒4本で1基のダンパーが構成されている。なお鋼棒の直径はφ50mm、材質はS20Cである。



写真 2-1 対象建物

表 2-1 建物概要

項 目	諸 元
評定番号 ・竣工	BCJ-免2 ・1986年竣工
構 造	RC造4階 基礎免震
高 さ	15.5m
建築面積	348.18m ²
延べ床面積	1,330.1m ²
軒 高	13.75m



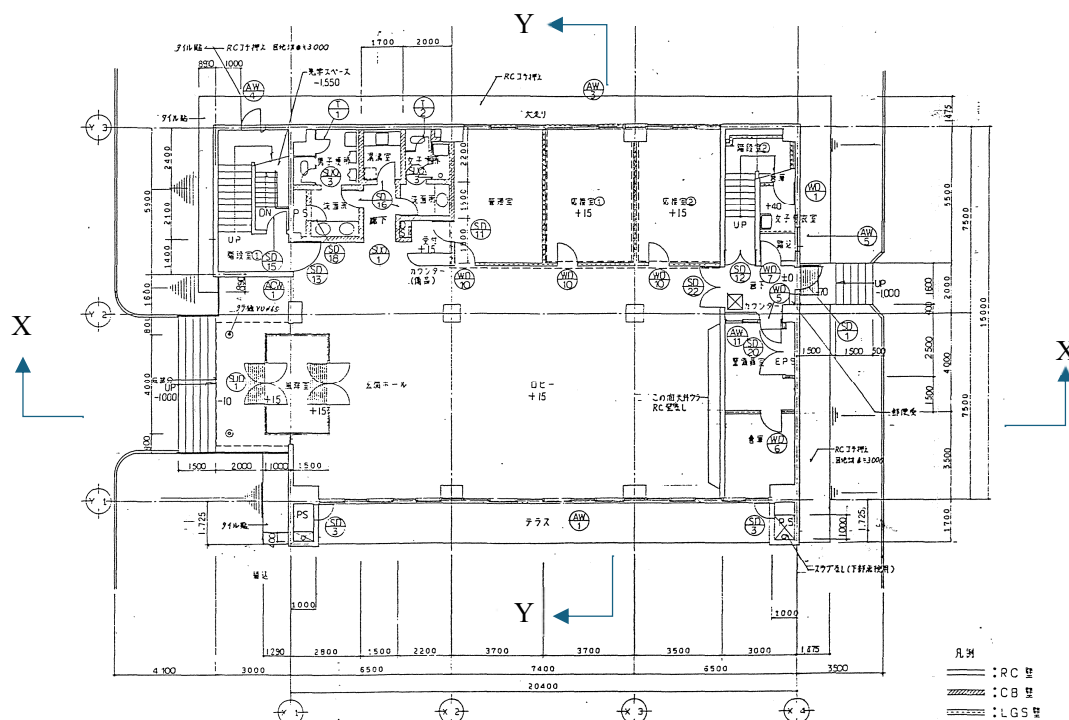
(a) 積層ゴム支承 (b) 鋼棒製ダンパー

図 2-1 免震装置概要

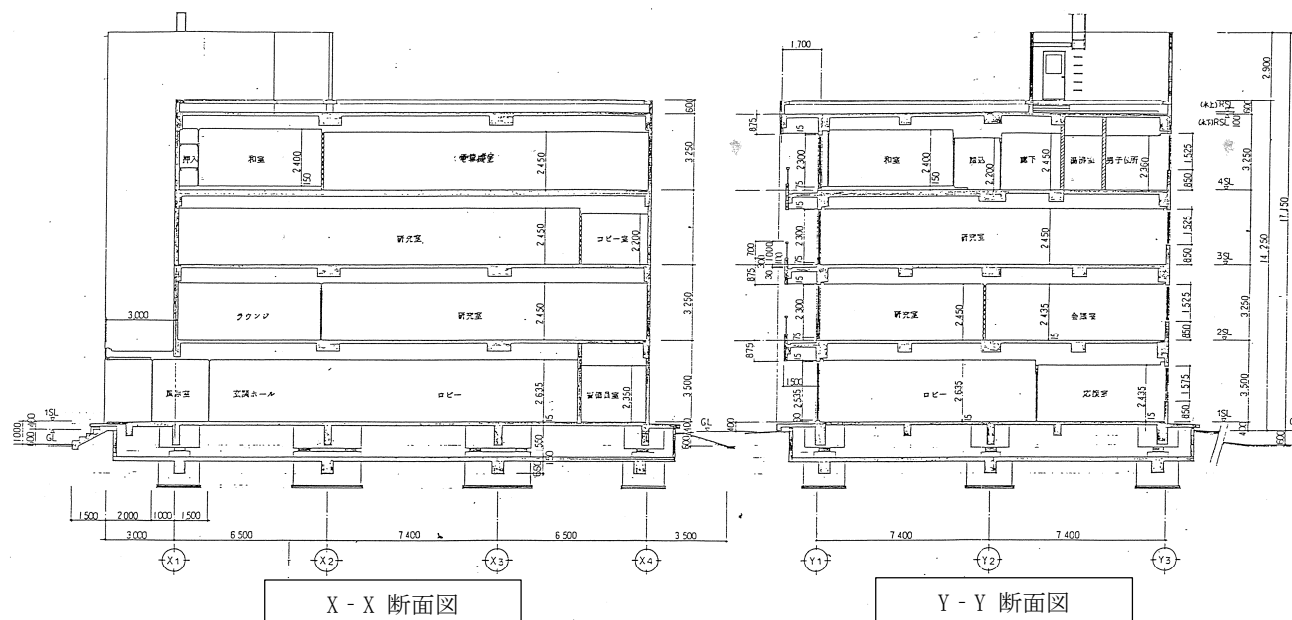
表 2-2 免震装置諸元

積層 ゴム 支 承	ゴム特性	材 質		天然ゴム
		硬さ (JIS A)		40±3
		25%応力		0.265±0.098 N/mm ²
		伸 び		600 %以上
		引張強さ		15.7 N/mm ² 以上
	形 状	本体ゴム		φ 500 t=7mm 14 層
		形状 係数	1 次 S ₁	17.1
			2 次 S ₂	5.1
鋼棒製 ダンパー		材 質		S20C (JIS051)
		形 状		ループ状鋼棒 φ 50 (ループ内径 φ 500,4 本)

対象建物の1階平面図と断面図を図2-2に、設計時に日本建築センターで取得した評定概要である性能評価シートを表2-3、2-4に示す。対象建物は、全国で2番目に実免震建物の設計の認証を得た建物である。



(a) 1階平面図



(b) 断面図

図2-2 対象建物

設計 (株)奥村組一級建築士事務所
 構造: (株)東京建築研究所
 (株)奥村組一級建築士事務所
 情報提供: ユニチカ (株)

奥村組筑波研究所管理棟新築工事

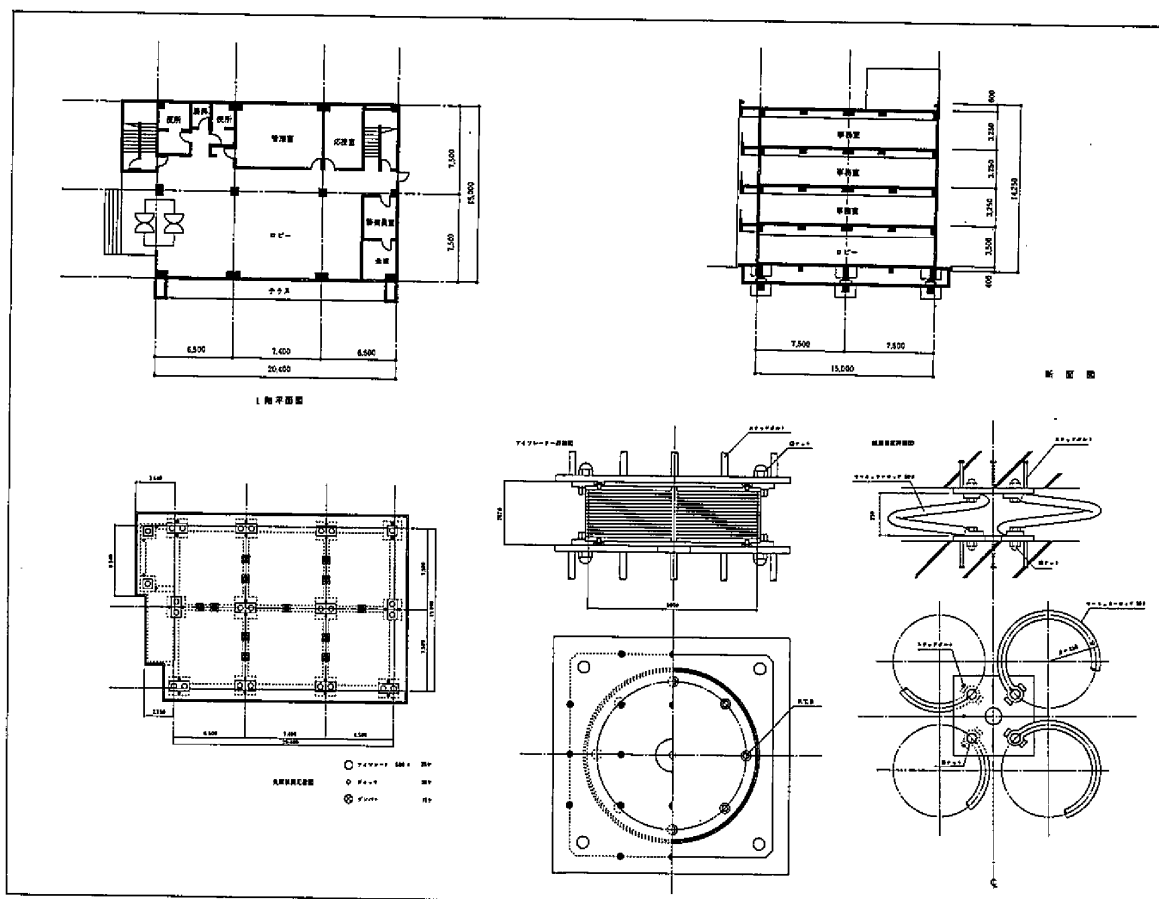
免震建築物

評 定 番 号 B C J - 免 2

評 定 年 月 日 昭和60年11月14日

建築物概要	建築場所	茨城県筑波郡大穂町大字大砂字須賀387-6, 7
	用途	研究所
	敷地面積	10,492.31 m ²
	建築面積	348.18 m ²
	延べ面積	1,330.1 m ²
	基準階面積	327.1 m ²
	容積率	12.7 %
	建ぺい率	3.3 %
	地上階数	4階
	地下階数	-
要	塔屋	1階

建築物概要	軒高	13.75 m
	最高部	14.25 m
	基準階階高	3.250 m
	1階階高	3.500 m
	基礎底深さ	現状地盤 - 1.75 m (設計GL - 2.35 m)
	場所打コンクリートぐい	くい先端 = 現状地盤 - 25.0 m (設計GL - 25.6 m)
	土質及びN値	現状地盤 - m
		0 ~ 1.1 m
		1.1 ~ 3.1 m
		3.1 ~ 4.5 m
		4.5 ~ 6.1 m
		6.1 ~ 18.6 m
		18.6 ~ 23.5 m
		23.5 ~
	許容くい力	場所打コンクリートぐい (アースドリル工法) 800φ 110 t / 本 (長期) 1100φ 205 t / 本 (長期) 1200φ 235 t / 本 (長期) 1400φ 320 t / 本 (長期)



日本建築センター性能評価シート 1987

B C J - 免 2

表 2-3 対象建物の性能評価シート (1)

構造概要	基礎構造	地業形式	GL-23.5m以深の細砂層を支持層とする場
		基礎構造	所打コンクリート杭
		最大接地圧(くい反力)	800φ 長期 91t 短期 138t 1100φ 200 257 1200φ 234 295 1400φ 302 309
	構造上の特色	構造上の特色	鉄筋コンクリート造の上部構造と基礎の間に免震装置を入れた免震構造
		骨組形式別	鉄筋コンクリート造ラーメン及び鉄筋コンクリート造耐震壁
	耐力壁その他	耐力壁	鉄筋コンクリート造
		柱・はり	鉄筋コンクリート造 柱: B×D=600×600, 1150 B×D=500×700~1100 大はり: B×D=300, 450×700 B×D=700, 1000×550 断面材料: コンクリート: F C-225 鉄筋: 異形鉄筋 SD30, SD35 (JIS G 3112)
	構造接合部	柱・はり接合部	鉄筋コンクリート造剛接合
		床形式	鉄筋コンクリート造現場打
	屋根形式	屋根形式	同上
免震装置概要	非耐力壁	外壁	同上
		内壁	コンクリートブロック ㊦ 120, ㊦ 150 C種
	耐火被覆	耐火被覆	—
		免震装置	(1ヶ当たり) ゴム: 天然ゴム 厚7×500φ (14層) 鋼板: SPCC (JIS G 3141) インサートプレート E-3.2×510φ (13層) SS41 (JIS G 3101 2種) フランジプレート E-16×520φ+E-19×600×600 ベースプレート E-19×700×700 取付ボルト: 中ボルト SS41 (JIS B 1180) M30 高力ボルト F10T (JIS B 1186) M12
	ダンパー (12組)	ダンパー	(1組当たり) 鋼棒: S20C (JIS 051) ループ状鋼棒50φ (ループ径550φ 4本) 鋼板: SS41 (JIS G 3101 2種) ベースプレート E-32×480×480 取付ボルト: 中ボルト SS41 (JIS B 1180) M30
		耐風設計	設計用風圧力 $P = c_q A (t)$ $q = 60\sqrt{h}$
	耐震設計概要	地域係数 Z	1.0
		地盤周期 T _c	0.6 sec (第2種地盤)
	構造設計概要	設計用一次周期 T	小変形時 1.4 sec 大変形時 2.1 sec
		設計用せん断力係数 C _i	X方向 各階とも 0.15 (1次設計用) Y方向 各階とも 0.15 (1次設計用) 分布形 各階とも 1.0
動的モデル	地下部分の水平震度 K	地下部分の水平震度 K	—
		地震力負担率	X方向 ラーメン 70~74% 耐力壁 26~30% Y方向 ラーメン 10~45% 耐力壁 55~90%
	質点数	質点数	5質点系モデル 等価せん断型
		固有周期	X方向 約2.1 sec (1.4 sec) Y方向 約2.1 sec (1.4 sec) 二次 0.3 sec 0.2 sec
	復元力特性	復元力特性	上部構造は弾性 (Linear) 免震装置のアイソレーターは弾性, 減衰装置は弾塑性 (Bi-Linear)
		減衰	小変形時の一次振動に対して 0.03
	採用地震動	採用地震動	EL CENTRO 1940 NS TAFT 1952 EW HACHINOHE 1968 NS 加速度振幅 300cm/s ² , 450cm/s ²
		解析結果	X方向 Y方向 最大相対変位 300cm/s ² 11.6 cm TAFT EW 12.0 cm TAFT EW 450cm/s ² 17.5 cm HACHINOHE NS 17.9 cm HACHINOHE NS 最大せん断力係数 300cm/s ² 0.15 TAFT EW 0.15 TAFT EW 450cm/s ² 0.20 HACHINOHE NS 0.21 HACHINOHE NS 絶対最大加速度 300cm/s ² 145cm/s ² TAFT EW 146cm/s ² TAFT EW 450cm/s ² 189cm/s ² HACHINOHE NS 196cm/s ² HACHINOHE NS 一階断力最大係数 300cm/s ² 0.15 TAFT EW 0.15 TAFT EW 450cm/s ² 0.21 HACHINOHE NS 0.21 HACHINOHE NS
	構造部	構造部	基礎絶対最大加速度 300cm/s ² 145cm/s ² TAFT EW 146cm/s ² TAFT EW 450cm/s ² 189cm/s ² HACHINOHE NS 196cm/s ² HACHINOHE NS
		構造部	一階断力最大係数 300cm/s ² 0.15 TAFT EW 0.15 TAFT EW 450cm/s ² 0.21 HACHINOHE NS 0.21 HACHINOHE NS

BCJ-免2

日本建築センター性能評価シート 1987

表 2-4 対象建物の性能評価シート (2)

3. 実建物の免震層の経年変化

3.1. 実験概要

免震装置の配置と建物の加力位置、後述する交換した NRB の位置を図 3-1 に、載荷状況を写真 3-1 に示す。建物の外部に構築した反力体に、2 台の油圧ジャッキを取り付けた載荷装置を設置し、静的加力実験と自由振動実験を行った。竣工時（1986 年）、2 年目（1988 年）、19 年目（2005 年）、30 年目（2016 年）とも、同じ載荷装置を用いて実験を実施している。実験時は、鋼棒製ダンパーを撤去して積層ゴム支承のみで調査を行っており、実験値は全積層ゴム支承 25 基の平均値となる。

水平剛性に影響を及ぼす経年変化以外の要因として、建物重量の変化と温度条件の違いが挙げられる。重量の変化は、竣工後に大規模な改修を行っていないため軽微と考えた。環境温度は、その影響を極力除くために実験の実施時期を合わせた。また、温度の影響を把握する目的で、2016 年度には温度の異なる時期にも実験を実施した。

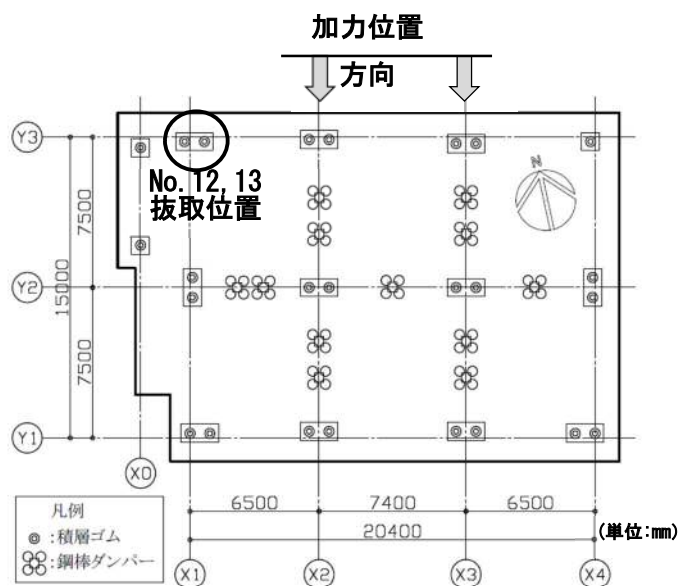


図 3-1 免震装置の配置

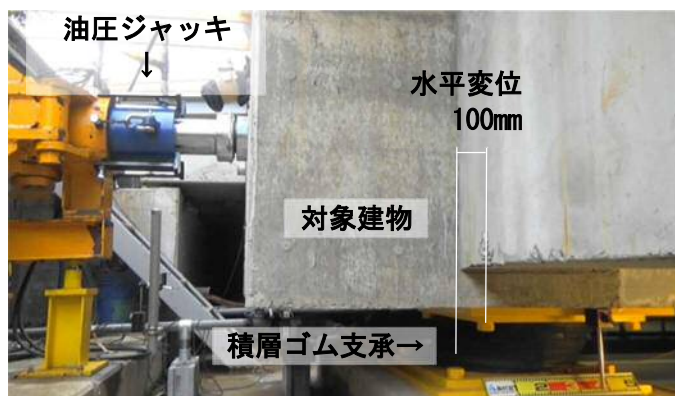


写真 3-1 載荷状況

3.2. 静的加力実験による調査結果

静的加力実験における荷重と変位の関係を図 3-2 に示す。静的加力実験は、油圧ジャッキにより建物を南に 100 mm（せん断ひずみ $\gamma=100\%$ ）まで片押しして行った。竣工時に比べ 19 年目、30 年目は傾きが大きく、剛性が高くなっている。

図 3-2 における載荷時の包絡線から求めた各変位における割線剛性（当該変位における荷重点と原点を結んだ直線の勾配）を図 3-3 に示す。変位が大きくなるほど剛性は 2 割程度小さくなる傾向にある。竣工時から 19 年目にかけては全体的に剛性が 1 割程度高くなっているが、19 年目から 30 年目への変化は少ない。

各変位における竣工時と 19 年目の剛性比、および竣工時と 30 年目の剛性比を図 3-4 に示す。変位が大きくなるほど剛性比は小さくなっている。剛性比を変位 0～100 mm 間で平均すると、19 年目において竣工時から 8.7%大きくなったのに対して、30 年目では竣工時から 9.7%大きくなっている。

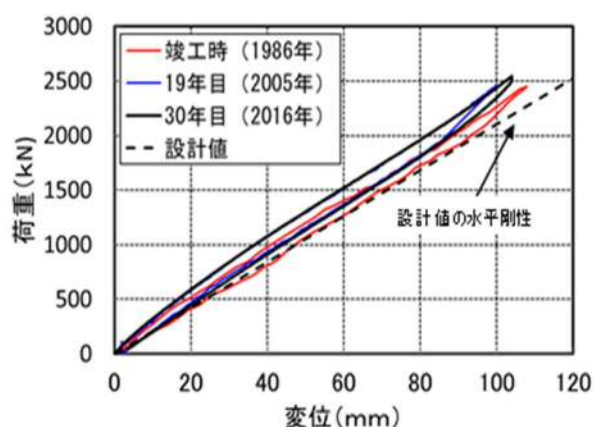


図 3-2 荷重と変位の関係

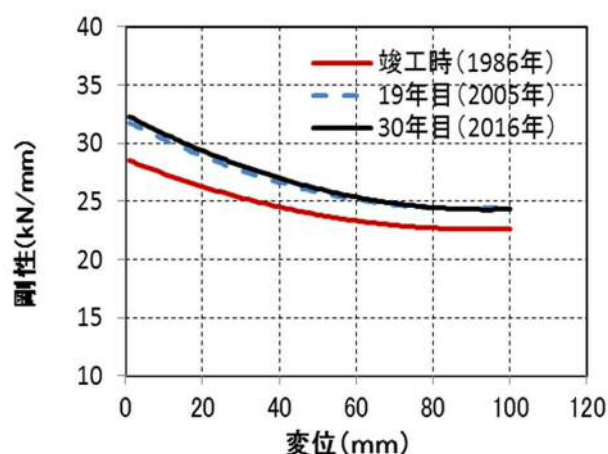


図 3-3 各変位における割線剛性

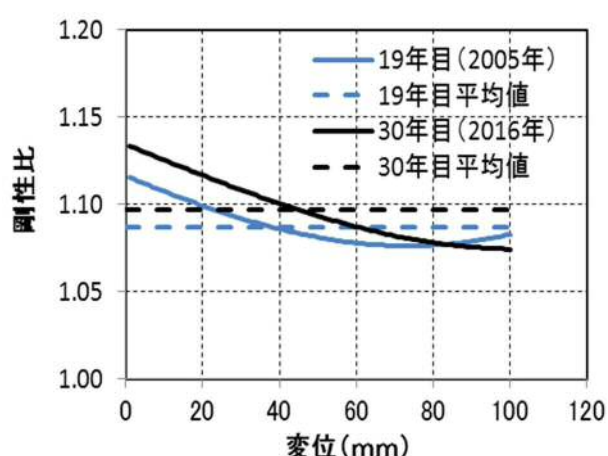


図 3-4 竣工時に対する剛性比

3.3. 自由振動実験による調査結果

自由振動実験における変位の時刻歴波形を図 3-5 に示す。自由振動実験は、載荷装置を起こし油圧ジャッキにより建物を南に 100 mm ($\gamma=100\%$) 変形させた後、載荷装置を開放し建物を自由振動させて行った。初期変位の影響を除くために初期サイクルを除き、自由振動 10 サイクルに要した時間を評価した。10 サイクルに要した時間は、竣工時が 18.48 秒であったが、19 年目では 17.83 秒となり、3.5%短くなっていた。30 年目では 17.67 秒となり、竣工時から 4.4%短くなっている。積層ゴム支承の剛性変化を評価するため、免震建物を 1 質点の振動系とし、(1) 式における積層ゴム支承の剛性のみが変化すると仮定して、積層ゴム支承の水平剛性の変化率を算出すると、19 年目では 7.4%高く、30 年目では 9.4%高くなっており、静的加力実験の結果とほぼ一致した。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1)$$

T : 周期、 m : 建物質量、 k : 免震層 (積層ゴム支承) の剛性

積層ゴム支承の剛性変化を評価するために、図 3-5 から求めた各変位における周期を図 3-6 に示す。変位に依存して周期が変わる傾向が見られ、19 年目と 30 年目の各振幅における周期は、竣工時から概ね 4%程度短くなっている。

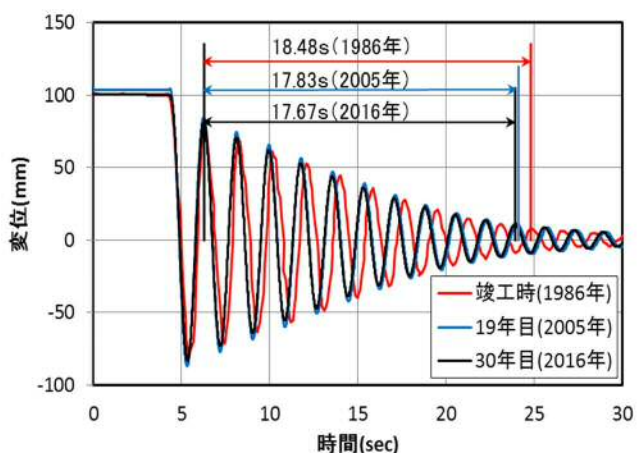


図 3-5 変位の時刻歴波形

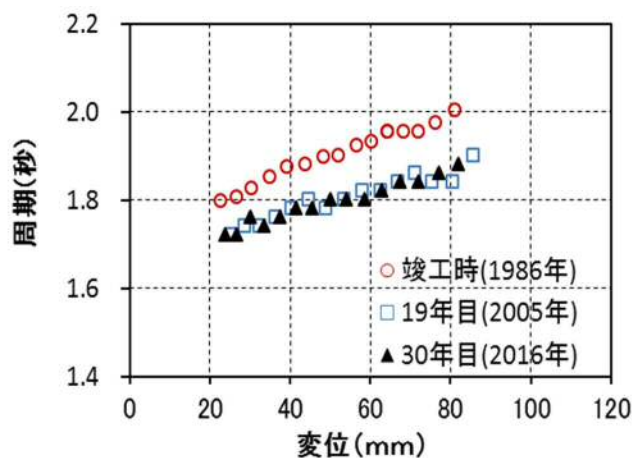
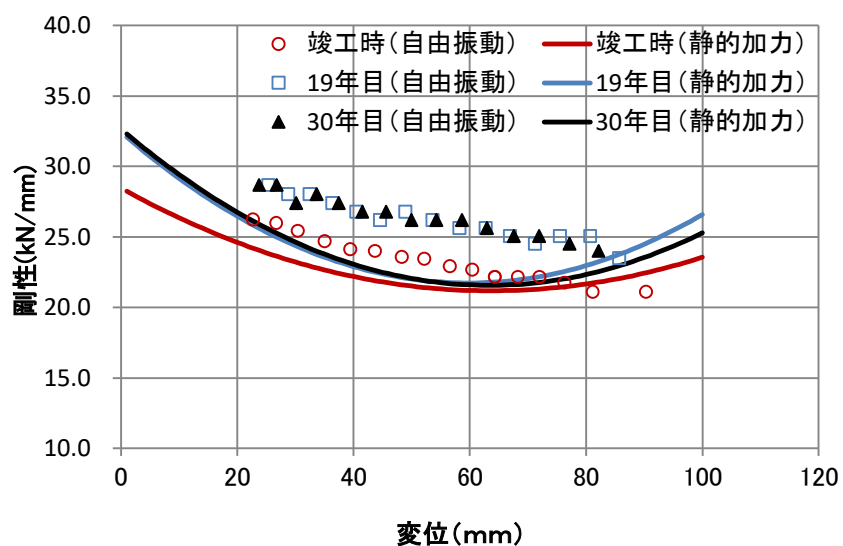


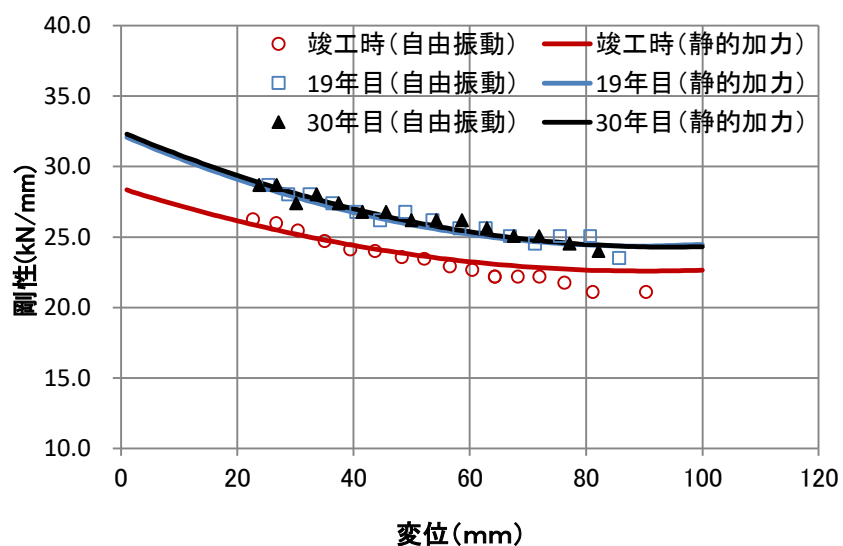
図 3-6 周期の変化

3.4. 静的加力実験結果と自由振動実験結果の比較

静的加力実験から得られた各変位における剛性と自由振動実験から得られた剛性を比較し図 3-7 に示す。自由振動実験から求めた剛性は、静的加力実験の割線剛性と各変位で良く一致しており、建物の変位と周期の関係は、免震層を構成する免震装置単体の静的加力実験から得られる割線剛性により評価できることがわかった。



(a) 静的加力時の接線剛性と比較した場合



(b) 静的加力時の割線剛性と比較した場合

図 3-7 剛性の比較

3.5. 熱老化試験との比較

本建物の設計当時は、積層ゴム支承の経年変化は主に空気中に含まれる酸素やオゾン、紫外線などの化学反応で起きると考えられていた。これらはいくつかの反応次数の複合系であるが、大局的には酸素による劣化が支配的な疑似 1 次反応として推定する場合が多い。そこで化学反応速度論により低温・長時間の変化を等価の高温・短時間の変化に換算する Arrhenius の式を利用した (5.4 参照)。活性化エネルギーは、恒温槽で空気加熱したダンベル試験片の材料特性が、所定の変化率に達するまでの時間を寿命として求めた²⁷⁾。

本建物では、寿命値は伸び=250%、引張強さ=50kgf/cm²とした。これは、アイソレータのせん断ひずみ $\gamma=250\%$ (JIS ダンベル状 3 号形試験片の伸長率 150%に相当するが、100%を加算して 250%) とし、熱老化後の試験片の 250%伸長時の応力が約 50~60kgf/cm²であったことによる。図 3-8 に寿命推定図を、これから求まる活性化エネルギーを表 3-1 に示す。引張強さと伸びの変化率から得た活性化エネルギーから、前者による 95.4 kJ/mol を熱老化条件とした。この結果、100℃×1 日の空気加熱による熱老化は環境温度 25℃想定で約 8 年に相当し、80 年相当* (環境温度 20℃想定で 120 年相当) の試験条件として 2 つのパターンについて 100℃×10 日の熱老化を行った。概要と結果を次に示す。

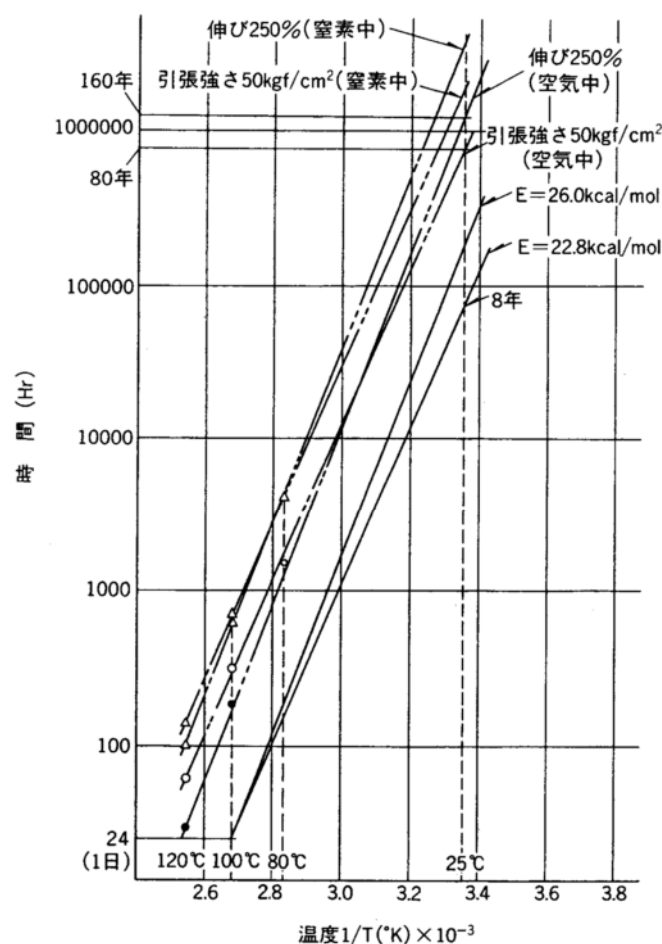


図 3-8 寿命推定図

表 3-1 活性化エネルギーE

項 目	空気中	窒素中
引張強さ	95.4	97.9
伸 び	108.8	110.9

(kJ/mol : 1cal=4.184J で換算)

*当時の資料では 100℃×10 日の熱老化は 80 年相当と記されていたが、後の検討で表 3-2 に修正する。

表 3-2 熱老化 100℃×10 日の相当年数

		空気中 (E=95.4 kJ/mol)	窒素中 (E=97.9 kJ/mol)
環境 温度	25℃	63 年	77 年
	20℃	121 年	151 年
	15℃	239 年	304 年

熱老化試験①

積層ゴム支承の酸化劣化と経年中の地震による特性変化を把握するために、 $\phi 400\text{ mm}$ の積層ゴム支承を用いて空气中で加熱を行い、環境温度 20°C において 120 年相当の熱老化を与えた後、1 回の大地震で積層ゴム支承が受ける繰り返しを想定して $\gamma = \pm 250\%$ のせん断変形を 10 回繰り返し与えた²⁸⁾。試験結果を図 3-9 に、バネ定数の変化を表 3-2 に示す。熱老化後の剛性の変化率は熱老化前の 1.17 倍であった。

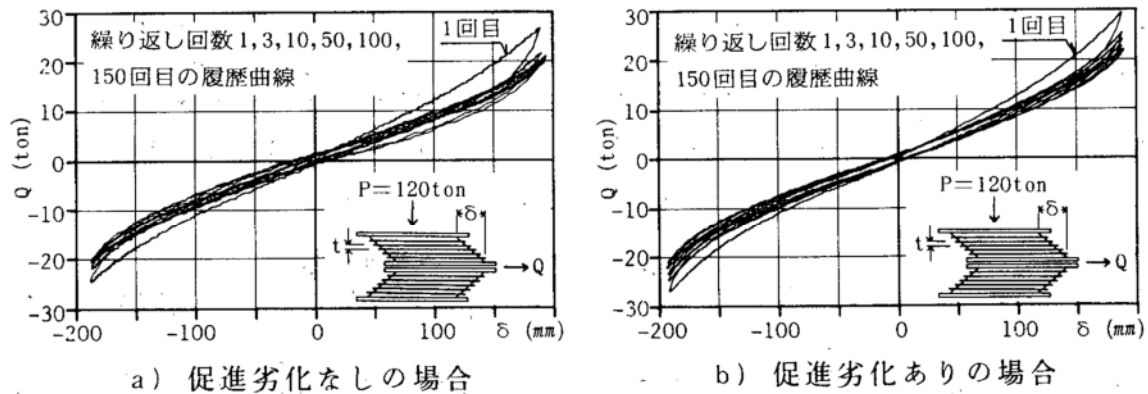


図 3-9 A40-400×7-11 の繰り返し疲労実験結果²⁸⁾

表 3-2 バネ定数の変化

試料	垂直方向 ($\times 10^3\text{kN/m}$)	水平方向 ($\times 10^3\text{kN/m}$)
オリジナル	382.2	0.419
80 年相当の空気加熱老化後の製品	470.4	0.505
80 年相当の空気加熱老化後に 10 回の繰り返しせん断変形を与えた直後の製品	450.9 ($450.9/382.2=1.18$)	0.492 ($0.492/0.419=1.17$)
80 年相当の空気加熱老化後に 10 回の繰り返しせん断変形を与え 24 時間経過後の製品	470.4	0.496

熱老化試験②

劣化しにくいと考えられる積層ゴム支承中心部でのゴム材料の熱老化による特性変化を把握するために、せん断試験片を窒素中で加熱を行い、環境温度 20°C において 150 年相当の熱老化を与えた。試験片を図 3-10 に、試験結果を図 3-11 に示す。窒素中における熱老化後の 100% せん断応力の変化率は熱老化前の 11% であり、積層ゴム支承のバネ定数は内部ゴム層想定で 1.11 倍になると考えられる。

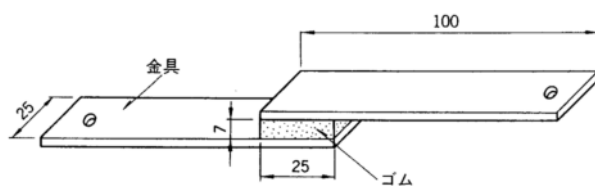


図 3-10 試験片

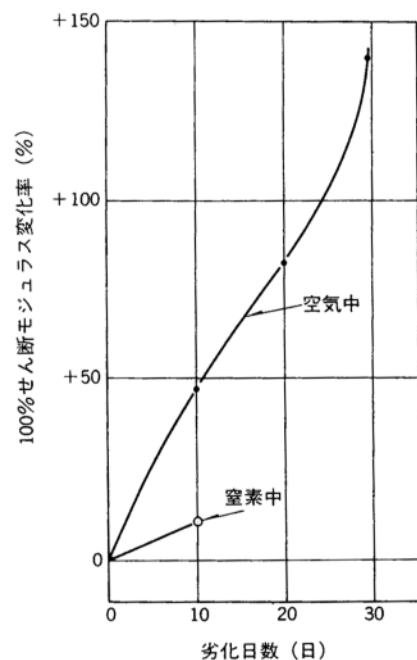


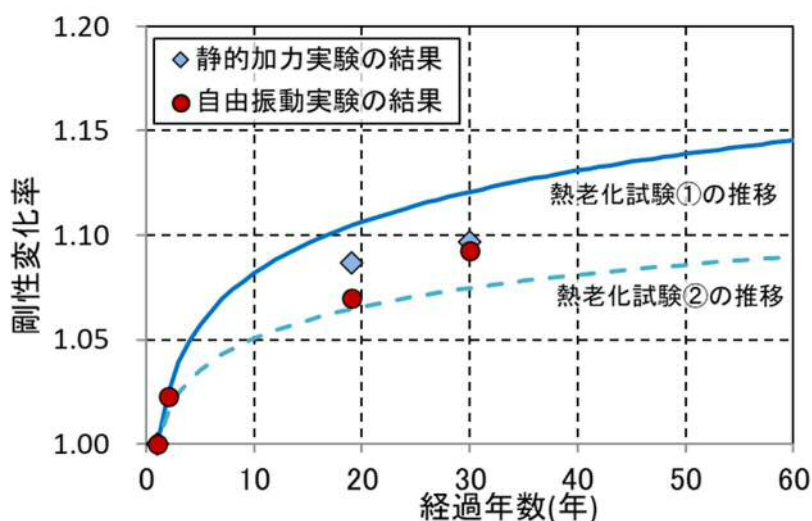
図 3-11 100%せん断モジュラスの熱老化試験結果 (100°C)

経年による積層ゴム支承の剛性変化率について、建物の静的加力実験と自由振動実験で得られた測定値と熱老化試験による予測値を比較し図 3-12 に示す。前者は、竣工時に行った建物の実験結果に対する変化率である。

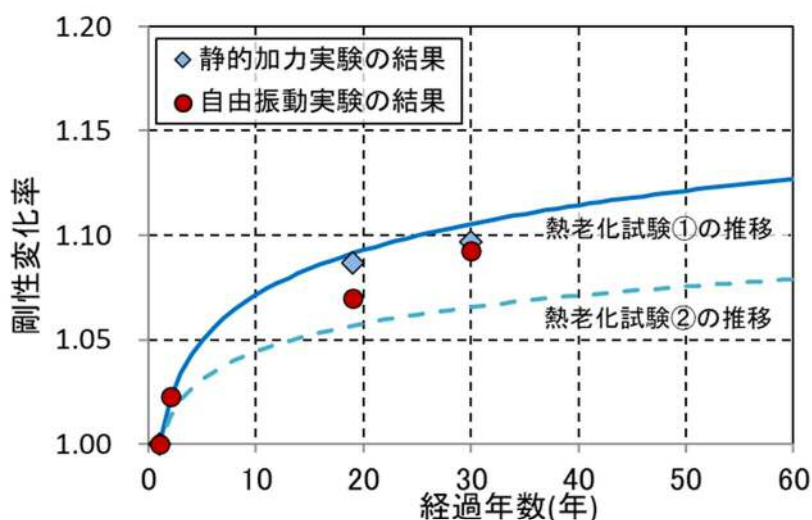
図中の予測曲線は、熱老化試験ではゴムの物性は時間軸に対数的な変化をすると考えて描いている。具体的には竣工時(1 年目とする)を基準に、表 3-2 に示す熱老化試験での N 年後相当の変化率 α を、熱老化試験①（空气中）では $\alpha=1.17$ 倍、熱老化試験②（窒素中）では $\alpha=1.11$ 倍とし、途中 x 年目の変化率 y を(2)式により補間している。

$$y = (\alpha - 1) \times \left(\frac{\ln(x)}{\ln(N)} \right) + 1 \quad (2)$$

これらの結果と、積層ゴム支承のせん断ひずみ $\gamma = \pm 100\%$ で行った実建物での実験結果を比較すると、実建物での実験結果は両者の間に位置しており、想定範囲内に有る事を確認した。また、環境温度 15°C の場合に近い傾向で変化していた。



(a) 環境温度 20°C 想定の場合



(b) 環境温度 15°C 想定の場合

図 3-12 熱老化試験との比較

3.6. 使用環境温度の影響

a. 免震ピット内の温度変化

温度変化の影響を把握するために免震ピット内の温度を計測し、外気温と比較したものを図 3-13 に示す。免震ピット内の温度計測は 2016 年 8 月 1 日から 2017 年 3 月 31 日まで 10 分毎に行い、外気温はピット内気温の推定に一般性を持たせるため、最寄りの気象観測所のデータを用いた。ピット内の実測データと外気温の移動平均を比較した結果、当建物のピット内の温度は、夏期は平均気温、冬期は最高気温で変化していた。ピット内の温度は 8℃～25℃で推移しており年間の平均温度は 16℃程度であった。

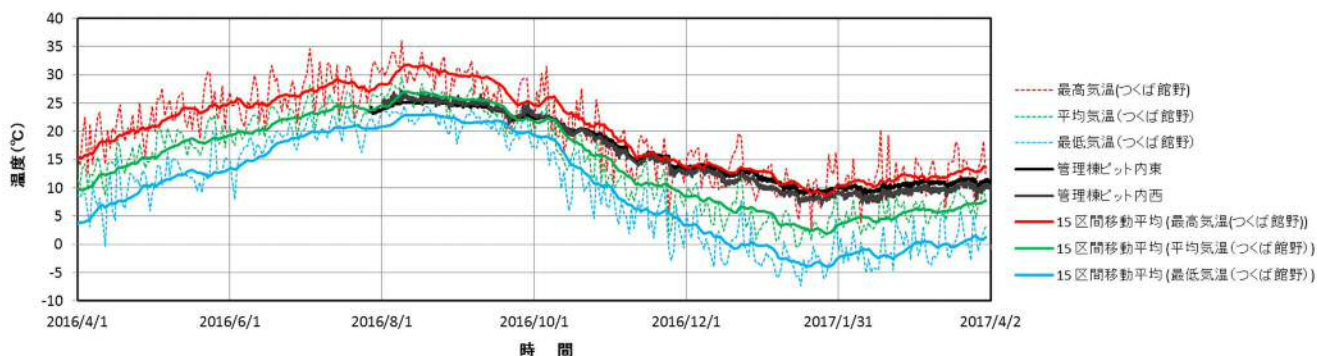


図 3-13 ピット内の温度と外気温の比較

b. 自由振動実験結果の比較

積層ゴム支承の水平剛性に及ぼす使用環境温度の影響を確認するために、ピット内温度が 11℃、17℃、20℃、24℃のときの自由振動実験で得られた変位の時刻歴波形を図 3-14 に、初期サイクルを除く自由振動 10 サイクルに要した時間を基に、20℃を基準とした剛性の変化率を図 3-15 に示す。本建物の免震層の気温は年間では 8℃～25℃程度で変化している。温度が低いほど剛性が大きくなっており、24℃から 11℃まで-13℃の温度変化に対し剛性は+2.6%程変化している。また、同時期に製造された積層ゴム支承から切り出したゴム材料のせん断試験を 2016 年に行った。材料試験は 0℃～30℃の範囲で行っており、20℃を基準とした試験結果を併せて同図に示す。水平剛性に及ぼす使用環境温度の影響について自由振動実験と材料試験の結果はよく一致しており、積層ゴム支承の水平剛性に及ぼす使用環境温度の影響は、ゴムの材料試験結果により評価できることを確認した。

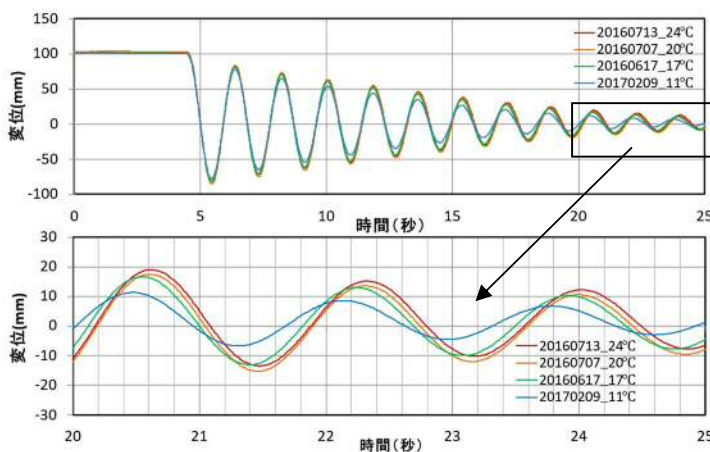


図 3-14 使用環境温度の違いによる比較

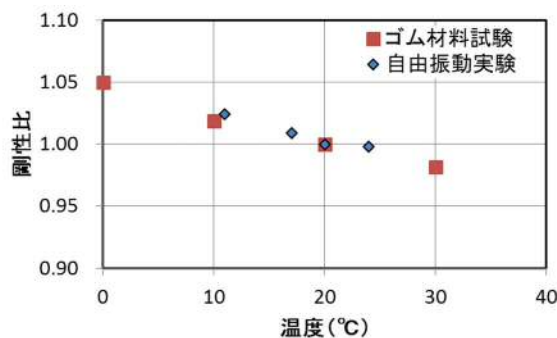


図 3-15 使用環境温度による剛性の変化率

3.7. 繰り返しの影響

2016 年 11 月に積層ゴム支承のみの状態で初期変位を 10cm 与えた自由振動実験を繰り返し行った。8 日間で 1 日に 2 回～5 回、合計 29 回の実験を行った。途中、静的加力実験を 7 回行っている。1 回の自由振動実験による累積変形は約 1.9mm であり、29 回の合計で約 55mm となる。

自由振動実験における 1 回目と 29 回目の変位波形を重ねて図 3-16 に示す。今回実験を行ったせん断ひずみ $\gamma = 100\%$ の範囲では、天然ゴム系積層ゴム支承の繰り返し変形による剛性変化はほとんど見られなかった。

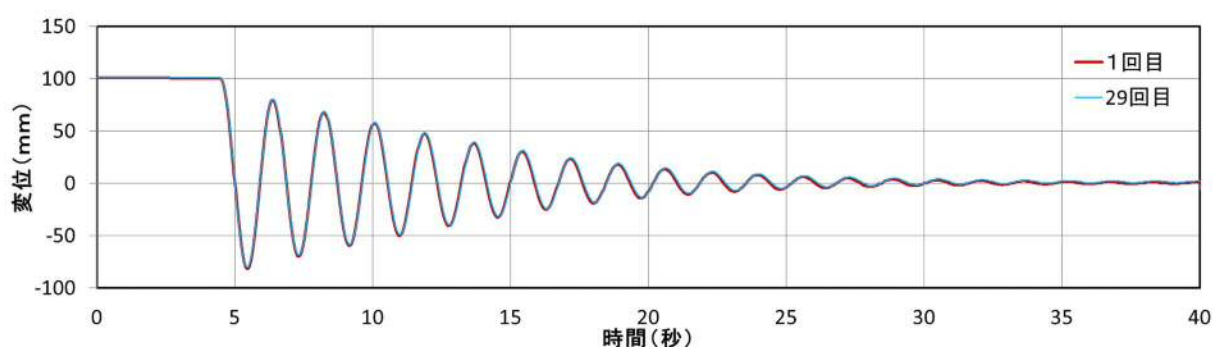


図 3-16 繰り返し前後での変位波形の比較

3.8. 積層ゴム支承のクリープ

a. 計測概要

免震構造では、上部建物と擁壁頂部等との垂直クリアランスを確保する必要があり、その寸法は、積層ゴム支承のクリープを考慮して決められる。この場合、クリープ変形量が、5%程度なら設計上問題ないといわれている。また、建物全体でクリープ変形が均一に生じる場合は建物に与える影響は少ない。しかし、不均一なクリープ変形が過大に生じると、床に不陸が生じ、梁に余分な応力が生じるなど、建物に悪影響を及ぼす可能性がある。当建物では供用中である積層ゴム支承の高さを竣工時から計測してきており、39年分のデータが得られている。

積層ゴム支承高さの計測点を図 3-17 に、計測状況を写真 3-2 に示す。計測対象は 25 基の NRB 全数とし、各 NRB のフランジプレート間の四隅の高さを台座に固定したダイヤルゲージを用いて計測し、竣工時からの高さの変化量（以下、変化量、NRB が縮む側を正值とする）と計測時の免震層内の温度を記録している。計測時期は、変化量が多いと考えられる竣工後 1 年間は月 1 回、変化量が安定してきた 2 年目以降では年 2 回（免震層内の温度変化の影響を考慮し、毎年夏、冬の各 1 回）としている。

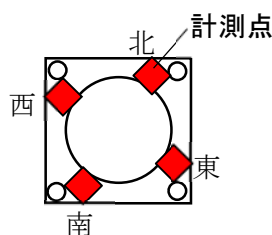


図 3-17 NRB の計測点

写真 3-2 計測状況

b. 計測結果

(1) 個々の NRB のクリープ変化量

個々の NRB のクリープ変化量について、図 3-18 に示す。なお、クリープ変化量は支承四隅の変化量の平均値であり、後述する建物全体での温度補正式を用いて個々の NRB の温度補正を行った。また、経過日数は竣工時（1986 年 9 月 19 日）を 0 日とした。個々のクリープ変化量をみると、外周部にあたる西側の X0 通り、南側の Y1 通り、東側の X4 通りは 2.0~3.5mm 程度であるのに対し、中側、北側は 1.5~2.5mm

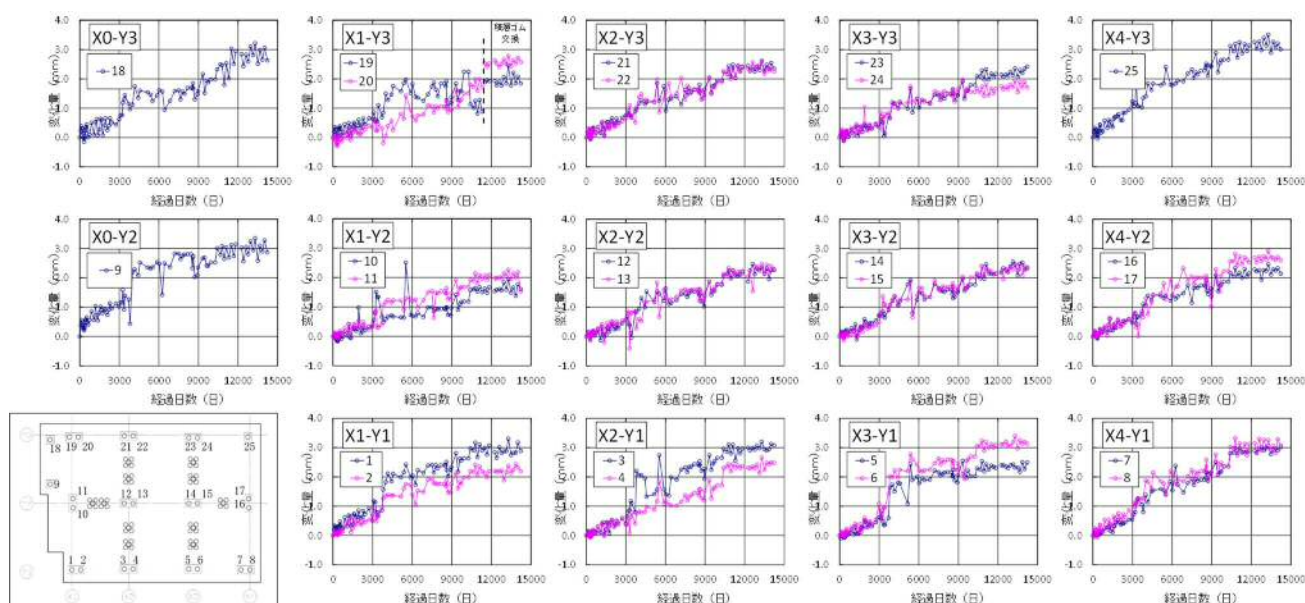


図 3-18 NRB の配置と単体のクリープ変化量

程度であった。スパン間の最大傾斜は、大きく見ても 1/2000 程度であり、クリープ変形が建物に悪影響を及ぼす程の差は生じていない。

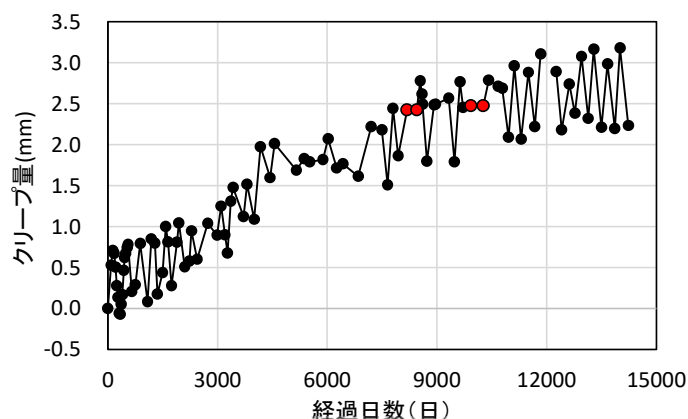
(2) 建物全体でのクリープ変化量

全 NRB の変化量の平均値（以下、平均変化量）と計測時の免震層内の温度を時系列で図 3-19 に示す。なお、図中の赤丸で示した、2009 年 11 月（約 8400 日目）と 2013 年 12 月（約 10000 日目）にはダイヤルゲージの交換と、フランジプレートに塗装をそれぞれ行った関係で、計測値が不連続となったため、この 2 か所については後のデータを前のデータに一致させて扱うこととする。

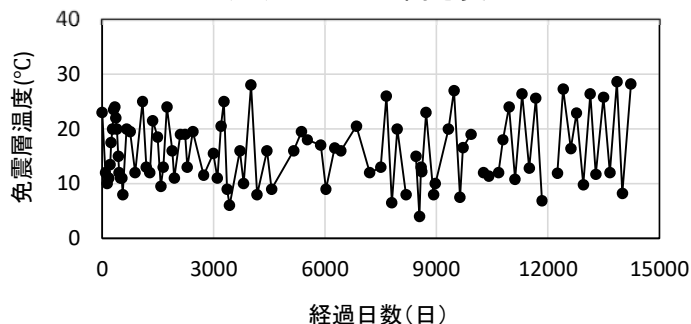
平均変化量は増減しながらも、長期的には増加している傾向がみられ、その増減の仕方はピット内温度の上下に対応していることから、計測値にはクリープ変形によるものと温度変化によるものが含まれていることが分かる。そこで、温度変化の影響を取り除くために、温度と平均変化量の関係について調べた結果を図 3-20 に示す。温度による平均変化量を線形として近似すると、温度と平均変化量の関係は $-0.0404\text{mm}/^{\circ}\text{C}$ であった。これを用いて、平均変化量に対して 20°C に温度補正を行って温度変化の影響を取り除いたうえで初期値を 0 とした。温度補正前後のクリープ変化量の比較を図 3-21 に示す。39 年間（約 14500 日）での平均変化量は約 2.5mm である。10500 日（約 29 年）ころまでは線形に増加し以降は変化が少ない傾向が見られた。

(3) 予測値との比較

積層ゴム支承のクリープ量の予測については様々な研究がなされているが、長期の予測を行うことは難しいとされている。ここでは、いくつかの予測方法で推測した変化量と実測値とを比較し、図 3-22 に示す。本建物の設計時点では、80 年（約 29200 日）後のクリープ変化量を 400ϕ の積層ゴム支承の熱老化促進試験等の結果から予測しており、その値は 3mm 程度である。また、文献 29) では、クリープ量について式(3)が提案されており、



(a) NRB の高さ変化



(b) 免震層温度

図 3-19 NRB の高さ変化と温度

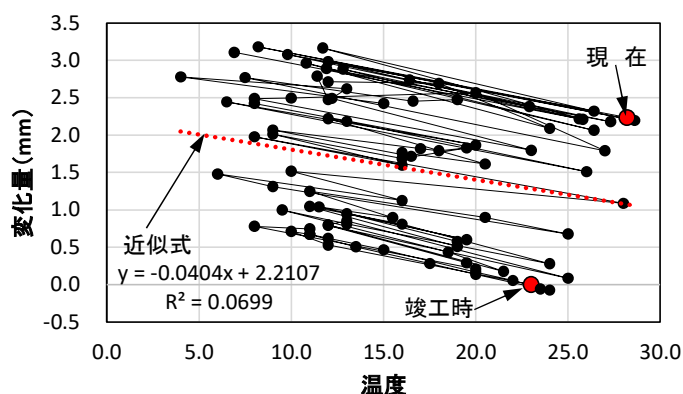


図 3-20 NRB の高さ変化と温度の関係

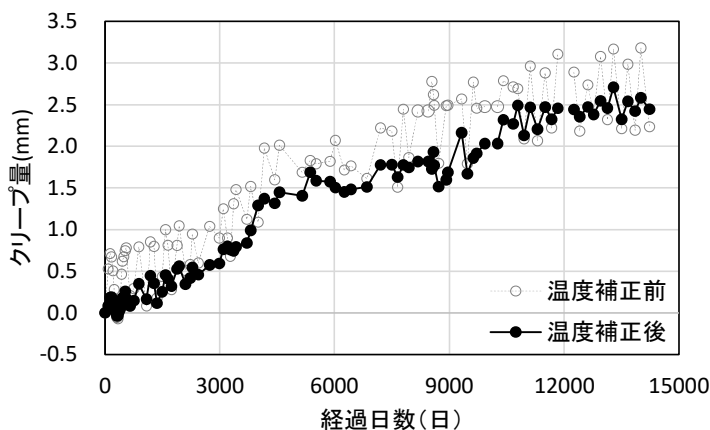


図 3-21 温度補正前後のクリープ変化量の比較

それによると 80 年後の計算値は 6mm 程度となる。計測値と比べると、現在のクリープ変化量は(3)式による計算値を下回っている。また、森田氏らにより、既往の研究等から、60 年後の推定クリープ率と 1 次形状係数 S_1 との相関関係が示されている（図 3-23）³⁰⁾。この回帰線によると対象建物での 60 年後のクリープ予測値は 4.4mm 程度となる。

次に、これまでの実測結果の傾向を図 3-24 に示す。計測値を線形近似すると 1 次形状係数による予測値や(3)式による 80 年後の予測値の 6mm に近く、10 年目以降の計測値を対数近似すると 80 年後は熱老化試験の 3mm と同程度になる。

以上の結果から、当免震建物に使用している NRB の 80 年後のクリープ変化量は 3～6mm 程度となり、現時点では (3) 式によるクリープ量は安全側に評価されているが、実測値もこのまま収束に向かうか線形的に増加するか判断は難しく、今後も観察が必要である。

$$\text{クリープ変化量(mm)} = \frac{t}{100} \times 17.2 \times \frac{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{0.619}}{\left(\frac{G}{G_0}\right) \times S_1^{1.02}} \times \left(\frac{Y}{Y_0}\right)^{0.568} \quad (3)$$

ここに、 t : ゴム総厚(98mm)
 σ : 面圧(4.48MPa)
 σ_0 : 基準面圧(10MPa)
 G : せん断弾性係数(0.44MPa)
 G_0 : 基準せん断弾性係数(0.39MPa)
 S_1 : 1次形状係数(17.9)
 Y : 期間(年)
 Y_0 : 基準年(1年)

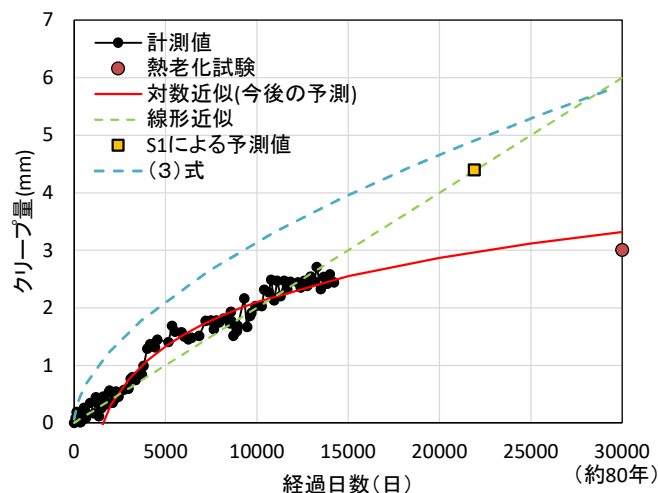


図 3-22 クリープ変化量と予測値の比較

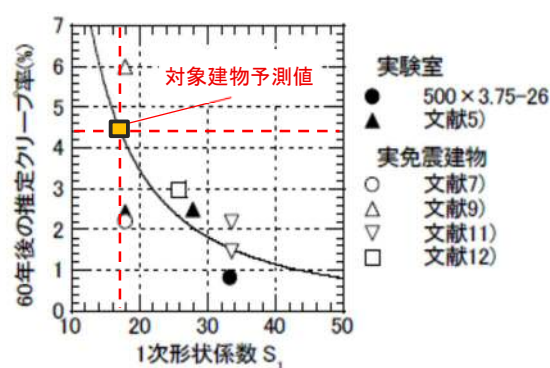
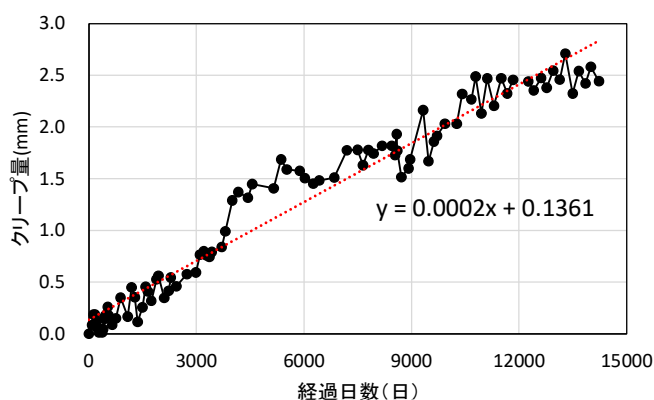
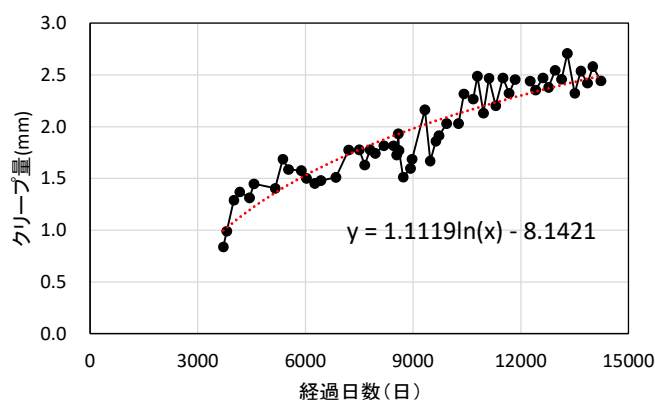


図 3-23 60 年後の推定クリープ率と 1 次形状係数 S_1 の関係³⁰⁾



(a) 線形近似の場合



(b) 対数近似の場合

図 3-24 計測データの近似式

3.9. まとめ

実建物における自由振動実験、静的加力実験、クリープ計測を行い、次のことがわかった。

1. 実建物で $\gamma=100\%$ まで変形を与えた静的加力実験および自由振動実験を行い、自由振動実験から得られた水平剛性（動的特性）は、静的加力における割線剛性で精度良く評価できた
2. 実建物で $\gamma=100\%$ まで変形を与えた水平剛性の30年後の変化率は1.1倍程度であり、熱老化試験における予測の範囲内に収まっていた
3. 対象建物の免震層内の温度（積層ゴム支承の環境温度）は $8^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ で推移しており年間の平均温度は 16°C 程度であった
4. 積層ゴム支承の水平剛性に及ぼす使用環境温度の影響は、ゴムの材料試験結果により補正できた
5. せん断ひずみ100%の範囲では、天然ゴム系積層ゴム支承の繰り返し変形による水平剛性の変化はほとんどみられなかった
6. 対象建物での個々の積層ゴム支承のクリープ量のばらつきによる建物への影響小さかった
7. 対象建物での約40年におけるクリープ量の平均は2.5mm程度であった。
8. 対象建物に使用しているNRBの80年後のクリープ変化量は3mm程度と予測され、熱老化試験による予測値に近い。設計式や1次形状係数 S_1 による80年後のクリープ量は6mm程度と予測され、現時点では安全側に評価されているが、計測値もこのまま収束に向かうか線形的に増加するか判断はまだ難しく、今後も観察が必要である

4. 建物から抜取った積層ゴム支承の性能と経年変化

4.1. 試験概要

2017 年（31 年目）に積層ゴム支承を建物から抜取り（本建物における識別 No.12, 13 の 2 基、場所は図 3-1 を参照、以下、抜取品という）、圧縮せん断試験機にて水平剛性に関する各種依存性（基本性能）を調査した。抜取状況を写真 4-1 に示す。基本性能の確認は、建設時の納品検査と同じ試験機で行った。

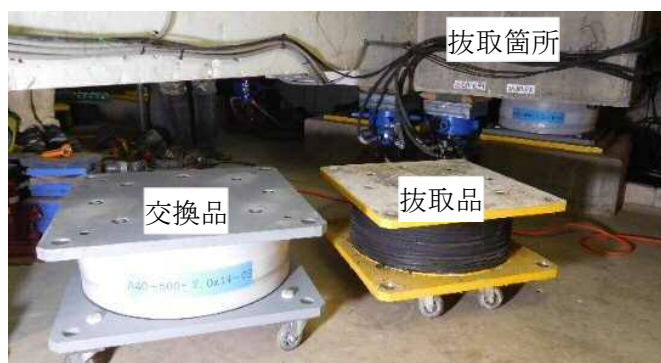


写真 4-1 積層ゴム支承の抜取状況

4.2. 基本性能確認試験

a. 試験機概要と試験方法

試験機の概要を図 4-1 に示す。積層ゴム支承を 2 基用いる試験機である。そのため、対象建物から納品検査時と同じ組み合わせとなる 2 基の積層ゴム支承を抜取り、試験の対象とした。試験結果は 2 基の平均値として評価する。

試験パラメータを表 4-1 に示す。パラメータは、面圧（鉛直荷重をゴム断面積で除した鉛直方向の平均応力度）、ゴム総厚に対するせん断ひずみ、積層ゴム支承の外周をカバーしている保護ゴムの有無、および加力方向とした。ケース 1 は建物内での設置状態を模擬した条件、ケース 4 は納品検査時の条件である。納品検査時には、保護ゴムを巻いておらず、面圧は 6.0 N/mm^2 とし、水平変形は $\gamma = \pm 200\%$ （約 $\pm 200 \text{ mm}$ ）まで与えた。

一方、建物内での設置状態においては保護ゴムを巻いており、使用面圧は $4.5 \sim 5.0 \text{ N/mm}^2$ 程度と考えられる。また、本建物の積層ゴム支承は、これまで経験した地震時の揺れに加え、南北方向にのみ水平変形を与えた加力実験や自由振動実験（ $\gamma = 100\%$ 以内）を行ってきた。そこで、ケース 1～4 では加力方向を建物に設置されていた状態での南北方向とし、ケース 5 では、繰り返し行った実験の影響を確認するために加力方向を東西方向とした。

表 4-1 には併せて各ケースの実験結果の水平剛性を示している。試験は各ケース 3 サイクルずつ载荷を行い、水平剛性は履歴の安定する 3 サイクル目の $\gamma = \pm 100\%$ 時の割線剛性で評価⁴⁾した。

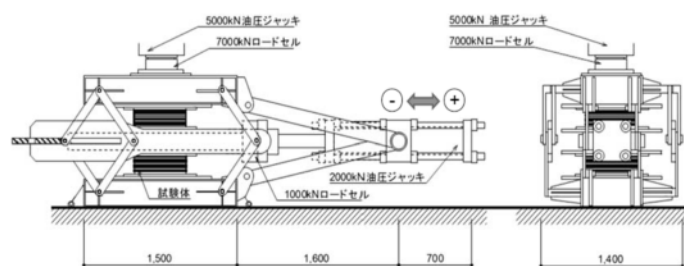


図 4-1 試験機の概要

表 4-1 試験パラメータと剛性

ケース	面圧 [N/mm ²]	変形率 γ [%]	保護 ゴム	加力 方向	剛性 [kN/mm]
1	4.5	100	有	南北	1.03
2	6.0				1.02
3					0.92
4		200	無	東西	0.89
5					0.90

b. 積層ゴム支承の納品検査時の性能

本建物に使用している NRB の納品検査時の水平剛性は、 $\gamma = 100 \sim 150\%$ 間の接線剛性で評価しており、その全数の平均値 $\bar{m}$ は 0.80 kN/mm 、標準偏差 σ は 0.024 kN/mm 、変動係数 $V (= \sigma / \bar{m} \times 100)$ は 2.9% であった。個々の水平剛性の平均値に対する最大および最小値の比率は $+4.0\%$ 、 -4.4% であり、その中で抜取品の水平剛性は 0.81 kN/mm ($+1.6\%$) と平均値に近いものであった。

c. 基本性能確認試験結果

(1) 面圧の影響

面圧の影響を調べるためにケース 1 と 2 の荷重変形関係の比較を図 4-2 に示す。試験は建物での設置状態に合わせて保護ゴムのある状態とした。水平剛性は、ケース 2 (面圧 6.0 N/mm^2) では 1.02 kN/mm に対し、ケース 1 (面圧 4.5 N/mm^2) では 1.03 kN/mm と 1% 程度の上昇であり、面圧の違いによる水平剛性の影響はほとんど見られない。

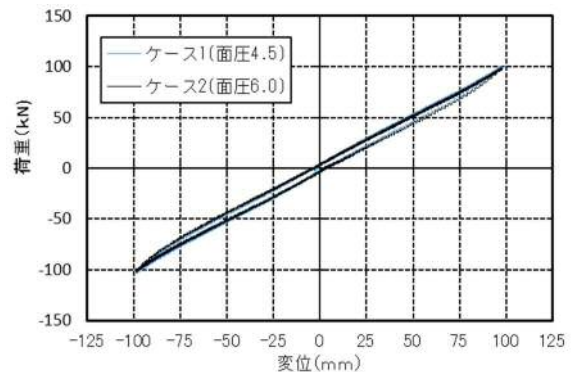
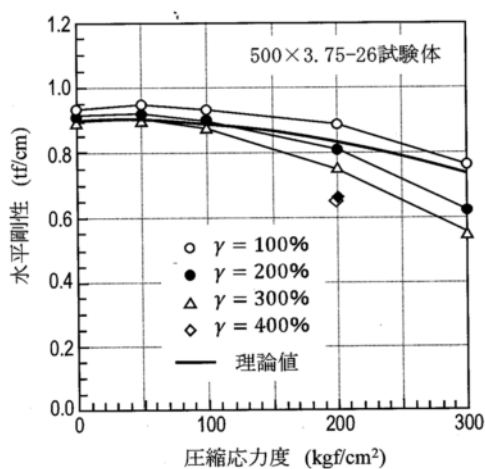


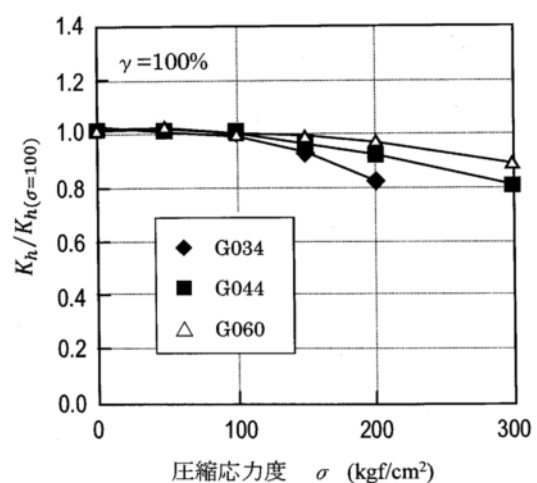
図 4-2 面圧の影響の比較

積層ゴムアイソレータの面圧に関して

ゴムの種類や積層ゴム支承の形状にもよるが、近年は基準面圧 10 N/mm^2 程度で設計しており、この範囲では水平剛性における面圧の影響は小さいとされている。面圧 10 N/mm^2 を超えてくると水平剛性が低下したり、せん断変形時に座屈しやすくなったりするなどの影響が出て来る。しかし、過去の実験で圧縮限界は 100 N/mm^2 以上を確認しており、この時の破壊性状はゴムの引張力で鋼板が引き裂かれたことが確認されていることから、ゴムの圧縮耐力よりは十分小さい範囲である。



参図-4. 2. 1 水平剛性と面圧の関係 (φ500)



参図-4. 2. 2 水平剛性の面圧依存特性 (φ500)

「改訂版 設計者のための建築免震用積層ゴムハンドブック」より

(2) 最大せん断ひずみの影響

積層ゴム支承の水平剛性は、経験した最大せん断ひずみに影響することが知られている。そこで、最大せん断ひずみの影響を調べるためにケース 2 と 3 の荷重変形関係を比較し図 4-3 に示す。水平剛性を比較すると、 $\gamma = \pm 100\%$ までのケース 2 では 1.02 kN/mm に対し、 $\gamma = \pm 200\%$ まで変形させたケース 3 では 0.92 kN/mm と約 11% 程度低下していた。

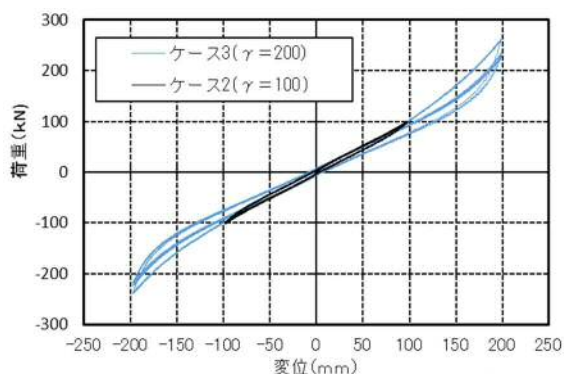


図 4-3 最大せん断ひずみの影響

(3) 保護ゴムの影響

保護ゴムの影響を調べるためにケース 3 と 4 の荷重変形関係の比較を図 4-4 に示す。水平剛性を比較すると、ケース 3（保護ゴム有）の場合、1 サイクル目は 1.01 kN/mm 、3 サイクル目は 0.92 kN/mm であった。ケース 4（保護ゴム無）の場合、1 サイクル目は 0.94 kN/mm 、3 サイクル目は 0.89 kN/mm であった。保護ゴムの影響は、1 サイクル目では約 7% 程度あったが、3 サイクル目で約 3% 程度となった。これは、1 サイクル目で保護ゴムが緩んだためであり、その後の影響は小さい。また、設計では大地震時には緩むことを想定している。

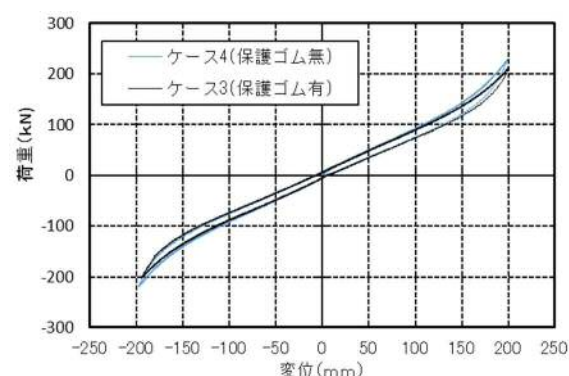


図 4-4 保護ゴムの影響の比較
(3 サイクル目)

(4) 加力実験の影響

これまで 30 年間、建物の静的加力実験や自由振動実験（2016 年は $\gamma = 100\%$ を約 30 回）は南北方向のみに行ってきた。そのため、地震時（30 年間で震度 5 以上は 5 回程度、最大で $\gamma = 80\%$ 程度）のランダムな方向への変形とは別に、南北方向は東西方向に比べ特定の繰り返し変形を多く受けている。その影響を把握するために、加力方向の違うケース 4 と 5 の荷重変形関係の比較を図 4-5 に示す。ケース 4（南北方向）の水平剛性は 0.89 kN/mm に対し、ケース 5（東西方向）は 0.90 kN/mm と約 1% 程度の違いであり、加力実験等による特定方向への繰り返し変形の影響はほとんど見られない。

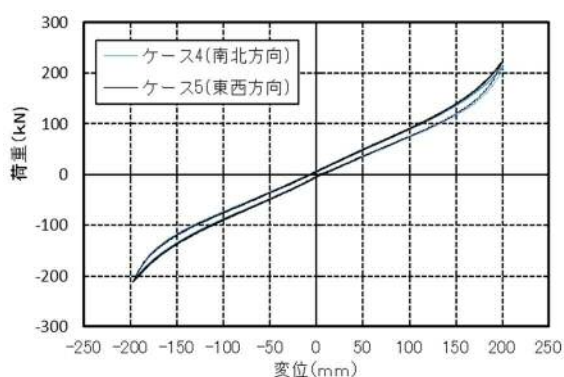


図 4-5 加力実験の影響の比較

4.3. 限界変形試験

a. 試験機概要と試験方法

抜取った積層ゴム支承のうちの 1 基を対象に、限界変形試験を行った。試験機 2 の概略図を図 4-6 に示す。基本性能確認試験を行った試験機とは異なる試験機を使用した。当試験機は、水平方向には 2 基、鉛直方向には 4 基のアクチュエータを有しており、荷重は各方向のロードセルの合計値、変位は各方向の変位計の平均値を用いる。積層ゴム支承に取付けられている既設のフランジプレートは、建物での使用状態以上の加力を行う限界変形性能を確認するには剛性が低いため、剛性の高い試験用フランジに交換した。

加力方向は建物に設置されていた時の南北方向とする。この時 NRB の上フランジが建物南側に相対変形する方向を荷重・変位の正側とする。加振条件を表 4-2 に示す。鉛直荷重は建物の設計荷重 1176kN に相当する面圧 6N/mm²を載荷し、水平加力はゴム層総厚に対するせん断ひずみ $\gamma = \pm 100\% \sim \pm 400\%$ の変形を与えた。

b. 限界性能確認試験結果

試験中の積層ゴム支承外観を写真 4-2 と写真 4-3 に、水平荷重－水平変位関係を図 4-7 に示す。試験時の気温は 15～16℃である。 $\gamma = \pm 300\%$ までは、ゴムに異常は認められなかった。 $\gamma = \pm 350\%$ 加力時に最下層で加力方向に対し 45° 方向の付近に亀裂は発生したものの水平荷重は増加を継続し履歴曲線に異常は見られなかった。また、試験機の軸力は安定して作用していることから、この時点においても軸力保持能力は維持されていた。 $\gamma = \pm 400\%$ 加力でも同様の傾向が継続されていたが、亀裂がさらに進展したことからこの時点を終局と判断し試験を中止した。なお亀裂は写真 4-3 に示した対面側にも同様に発生しており、そこから外周方向に沿って進展していた。また最上層の加力直交位置付近にも軽微な亀裂が発生していた。

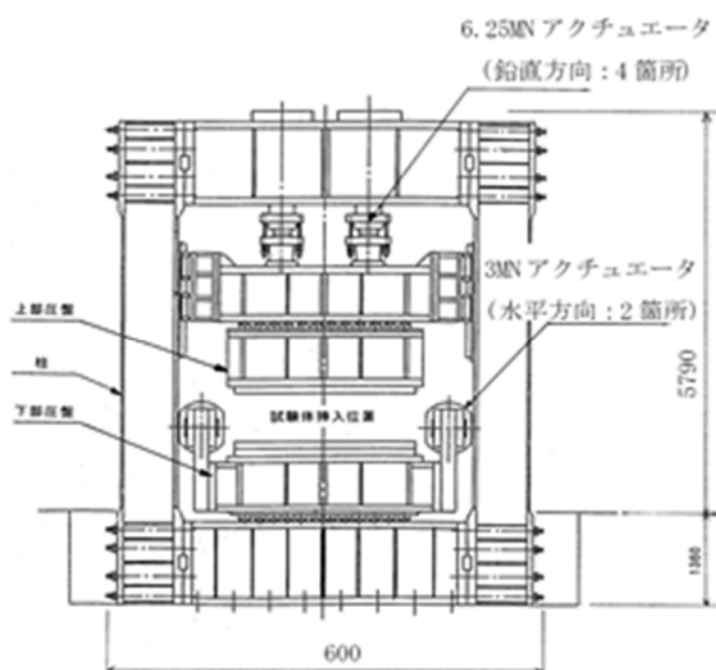


図 4-6 試験機 2 の概略図

表 4-2 加振条件

鉛直方向 面圧 (N/mm ²)	水平方向		
	せん断ひずみ γ (%)	速度 (mm/s)	サイクル
6	± 100	5	3
	± 153		
	± 200		
	± 250		
	± 300	3	1
	± 350		
	± 400		

過去に実施された破断試験において、型式と面圧が同じ試験体から得られている荷重変形関係と今回の400%載荷時の比較を図4-8に示す。300%以降に急激な剛性増大が見られたが、今回の試験結果では製造時と同等の $\gamma=370\%$ という変形能力を維持していることが明らかとなった。

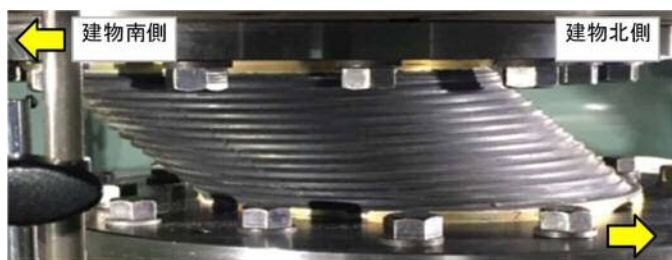


写真 4-2 せん断ひずみ $\gamma = \pm 300\%$ 加力時の積層ゴム

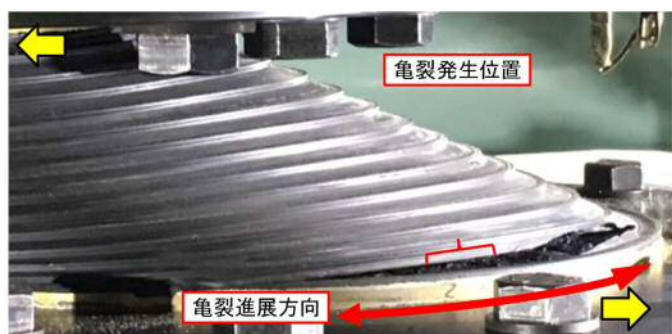


写真 4-3 せん断ひずみ $\gamma = \pm 400\%$ 加力時の積層ゴム

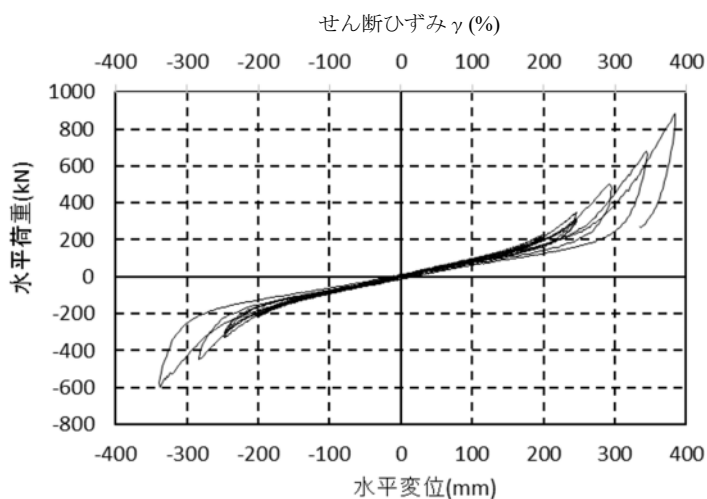


図 4-7 積層ゴム支承の荷重変形関係

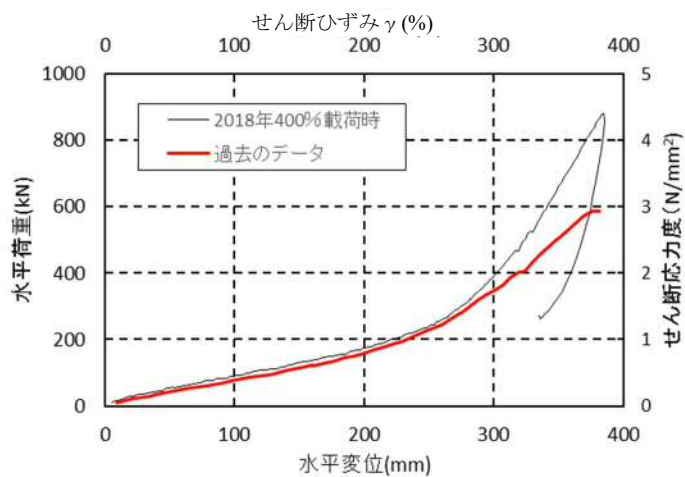


図 4-8 積層ゴム支承の終局耐力の比較

4.4. 建物での静的加力実験との比較

建物の静的加力で得られた荷重変形関係と、採取品の荷重変形関係を用い、両者における水平剛性とその経年変化を比較する。この時、建物の静的加力で得られた結果は、積層ゴム支承の総数 25 体で除した平均値（以下、建物平均）とする。

まず、建物平均の荷重変形関係と、加力条件に近いケース 2 の荷重変形関係を比較した結果を図 4-9 に示す。 $\gamma = 100\%$ までの載荷において、採取品の荷重変形関係の傾きは建物平均とよく一致しており、採取品が建物の復元力特性を代表していることを確認した。

次に、2016 年の建物平均と、ケース 4（納品検査時の試験条件）を比較した結果を図 4-10 に示す。建物平均は、 $\gamma = +100\%$ までの載荷の 1 サイクル目に相当しており、図 4-3 と同様に、 $\gamma = 100\%$ における建物平均は、採取品の試験機による $\gamma = \pm 200\%$ までの試験結果の 1 サイクル目とよく一致している。

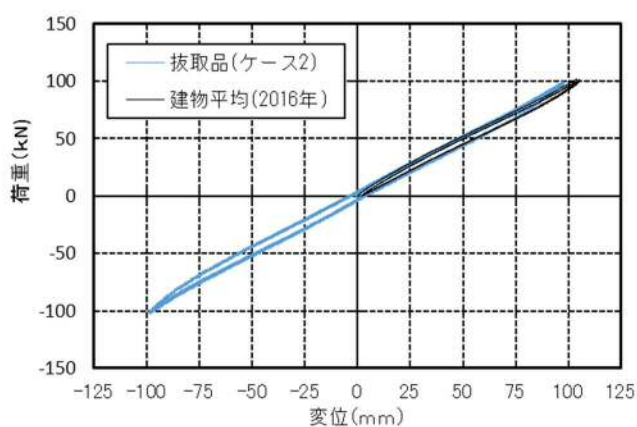


図 4-9 採取品と建物平均との比較①
(採取品 $\gamma = \pm 100\%$ 、保護ゴム有)

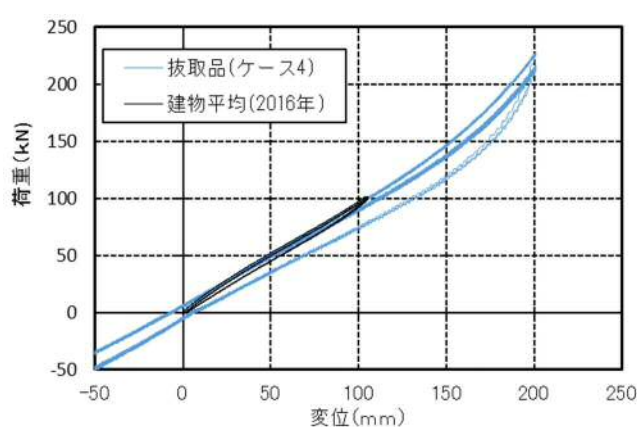


図 4-10 採取品と建物平均の比較②
(採取品 $\gamma = \pm 200\%$ 、保護ゴム無)

採取品の納品時と経年時について、 $\gamma = \pm 100\%$ 以上の繰り返し変形の影響を受けていない 1 サイクル目の割線剛性を算定し、建物平均と比較したものを図 4-11 に示す。採取品の水平剛性については、納品時、経年時とも建物全体と単体での静的加力試験の結果が良い一致を示したことから、両試験の整合性が確認できた。

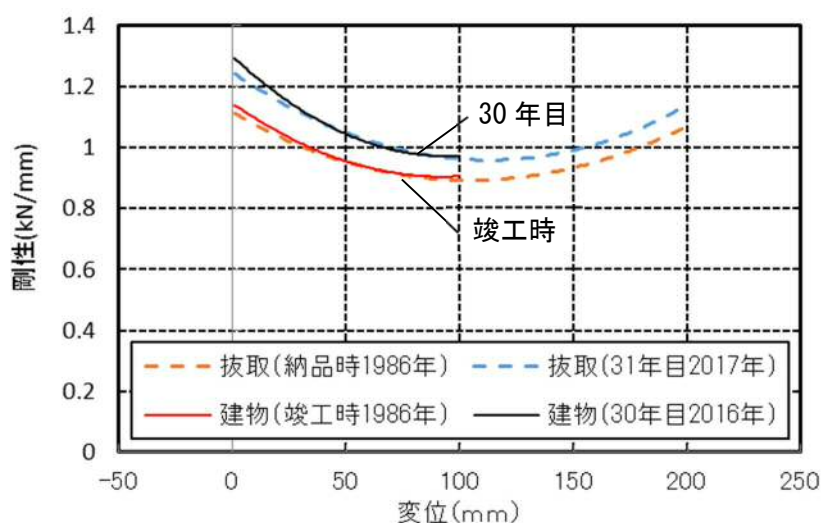


図 4-11 水平剛性の比較（1 サイクル目）

4.5. 建物から抜き取った積層ゴム支承の物性調査

a. 調査の概要

30 年間実使用した積層ゴム支承について、ゴム材料の劣化の程度とその範囲を把握するために、建物から抜き取った積層ゴム支承を用いて試験片を採取し、ゴム物性を測定した。試験片を採取するにあたり、**図 4-6** に示した試験機 2 にて No.12 は $\gamma = \pm 400\%$ 、No.13 は $\gamma = \pm 200\%$ までの性能確認を行っている。

b. 試験片の形状と採取位置

(1) ダンベル試験片

ダンベル試験片の採取位置を**図 4-12 (1)、(2)**に示す。上から 6 層目、8 層目（以下、層数は全て上からの位置を示す）のゴムを 2 mm 厚にスライスして**図 4-13 (1)**に示すダンベル試験片（ダンベル状 3 号形：JIS K 6251）を各層 18 個採取し、積層ゴム支承の中心と外側及び建物の自由振動実験時の加振方向と加振直交方向でゴムの硬さ（デュロメータ タイプ A：JIS K 6253）や引張特性を比較した。

(2) セン断試験片

せん断試験片の採取位置と座標原点を**図 4-12 (1)、(2)** に示す。6 層目、8 層目のゴムとその上下の中間鋼板を切り出して**図 4-13 (2)**に示すせん断試験片を各層 10 個採取した。その際、積層ゴム支承の中心側と外周側並びに建物の自由振動実験時の加振方向と加振直交方向でゴムのせん断特性を比較できる採取位置とした。

(3) ゴムシート

ゴムシートの採取位置を**図 4-12 (3)**に示す。13 層目のゴムを 470 mm×40 mm に切り出して、積層ゴム支承の中心と外周側のゴム硬さ（国際ゴム硬さ M 法：JIS K 6253）を比較した。なお、中心と外周側から 50mm までは 2.5 mm 間隔で、その他は 5 mm または 10 mm 間隔で測定した。

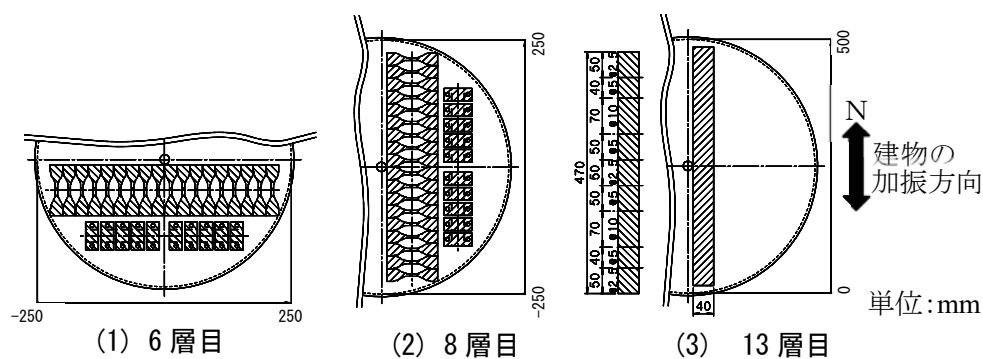


図 4-12 試験片の採取位置と座標原点

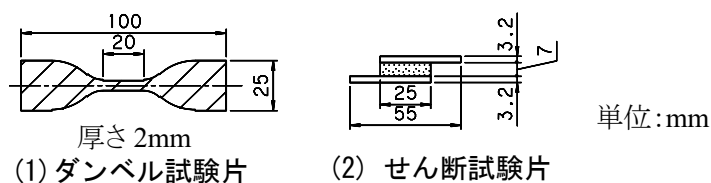


図 4-13 試験片形状

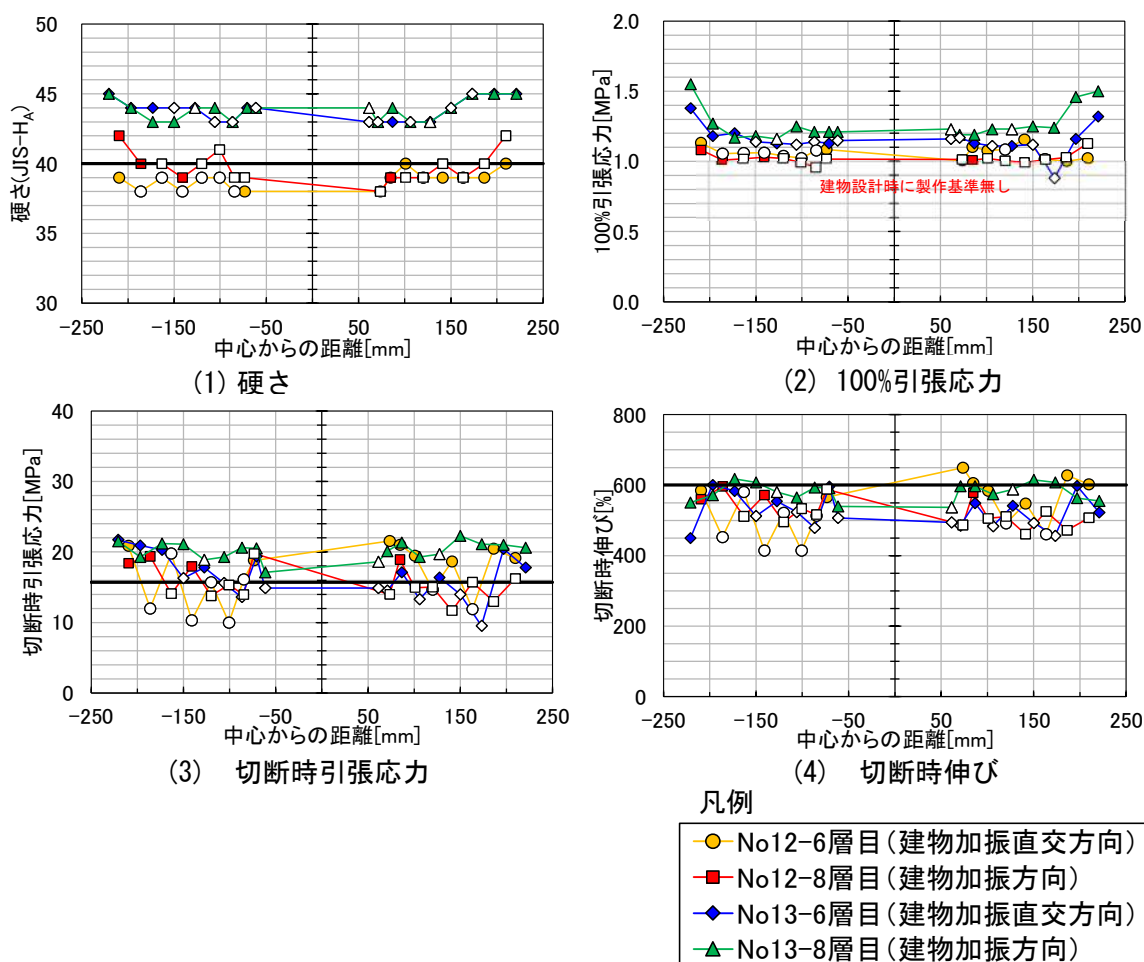
c. 測定結果

(1) ダンベル試験片による硬さと引張特性

8層目の硬さ、100%変形時の引張応力、切断時引張応力、切断時伸びの測定結果を図4-14に示す。硬さ、切断時引張応力、切断時伸びは、建物設計時の製作基準値も示した。また、ゴム切断面に製作時または試験片採取時に生じた可能性がある軽微なボイド（空隙）が確認されたものは、データ精度等を検証できるように白抜き表示として識別した。横軸は積層ゴム支承中心からの距離を示している。

$\gamma = \pm 200\%$ まで変形させた No.13 の硬さは設計時の製作基準値より大きくなり、中心孔側よりも外周側が僅かに大きくなる傾向が見られた。引張応力は外周側（ $-250 \sim -170$ mm、 $170 \sim 250$ mm の 80 mm）が他の測定点に比べて 15%～25%程度大きくなっており、外挿すると表面では中心部の 1.5 倍程度になる。この幅は、既往の文献5)と同程度であるが、文献10)より広めのようなのである。これは、積層ゴム支承の製造方法やゴム材料の配合の違いが影響していると考えられる。

$\gamma = \pm 400\%$ まで変形させた No.12 は No.13 に比べ硬さと 100%引張応力は低くなったが、切断時引張応力や、切断時伸びは同程度であった。30 年前の積層ゴム支承に大変形を与えると柔らかくなったが、材料特性の限界性能には大きな影響は無かった。また、軽微なボイドが確認された試験片の切断時引張応力と切断時伸びは全体に小さかったが、硬さや 100%変形時の引張応力では明確な傾向は見られなかった。



* 白抜きは切断面にボイドが確認された箇所を識別している

図 4-14 ダンベル試験片の測定結果

(黒いライン: 製作時基準値)

(2) せん断試験片によるせん断特性

せん断試験片による 4 層目、6 層目、8 層目の 100%せん断応力、切断時せん断応力、切断時せん断ひずみの測定結果を図 4-15 に示す。100%せん断応力と切断時せん断ひずみは、試験片を採取した層の違いと建物の自由振動実験時における加振方向の違いによる顕著な差は見られなかった。また、100%せん断応力は、各層においてダンベル試験片と同様に外周側が大きくなっているが、No.12 は No.13 に比べ低めである。切断時せん断応力についても No.12 は No.13 に比べ低めであるが、測定位置によるばらつきが大きくなっている。これは、試験片の形状には多少のばらつきがあり、その影響が含まれていると考えられる。

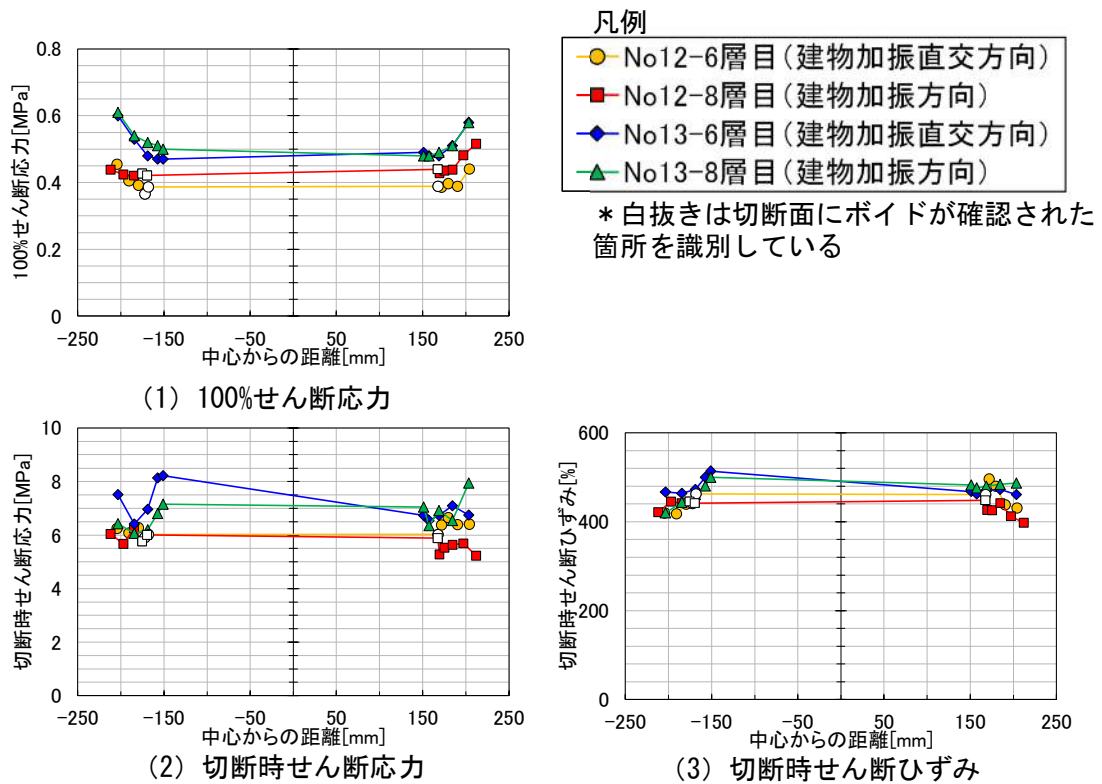


図 4-15 せん断試験片の測定結果

(3) ゴムシートの国際ゴム硬さ分布

13 層目から切り出したゴムシートについて国際ゴム硬さの測定結果を図 4-16 に示す。ダンベル試験片を対象とした 8 層目と同様に、No.12 は No.13 に比べ低めであり、外周側（座標原点 0 mm～60 mm および 440 mm～500 mm）のゴム硬さが大きくなった。外周側ゴムが硬くなる傾向は、8 層目より 13 層目が顕著であるが、測定方法の違いが影響した可能性もある。

30 年間実使用した NRB の材料特性を調査した結果、既往の文献に示されるように、外周部の硬度や引張応力が高いことが確認できたが、製造直後の分布はわかっておらず、変化の度合いは確認できていない。経年劣化の範囲を想定して、積層ゴム支承の経年変化を予測するには、製造直後の状態も把握しておくことが、今後の課題と考えられる。

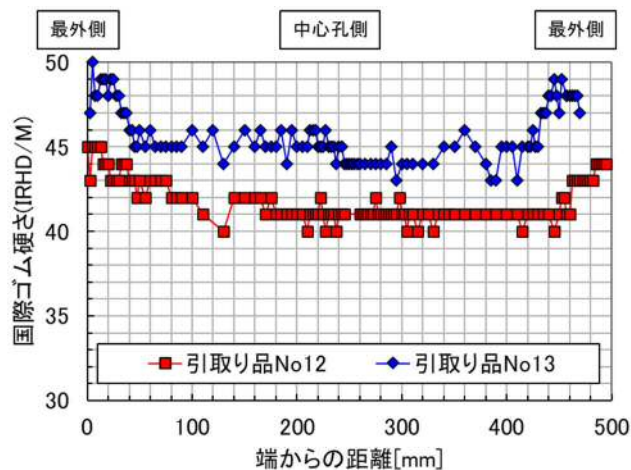


図 4-16 国際ゴム硬さの分布

4.6. まとめ

約 30 年経過した建物から積層ゴム支承を抜取り、性能試験や材料試験を行い次のことがわかった。

1. せん断ひずみ $\gamma=100\%$ の範囲では、面圧の違いによる水平剛性の違いは見られなかった
2. 水平剛性は経験した最大ひずみに影響し、 $\gamma=200\%$ まで経変形させた場合の $\gamma=100\%$ の割線剛性は、 $\gamma=100\%$ まで変形させた場合より約 11% 程度低下した
3. 積層ゴム支承の限界変形試験を行い、 $\gamma=300\%$ 以降に急激な剛性増大が見られたが、製造時と同等の $\gamma=370\%$ という変形能力を維持していることを確認した
4. 実建物での静的加力実験における荷重変形関係の一基当たりの値は、建物から抜き取った積層ゴム支承の $\gamma=100\%$ までの試験結果および $\gamma=200\%$ までの 1 サイクル目とよく一致していた
5. 積層ゴム支承単体と実建物の剛性の経年変化はよく一致しており、両者の整合性を確認した
6. 材料試験により、ゴムの 100% 引張応力は外周部から 80mm 程度の範囲で外周に向かって最大 1.5% 程度まで大きくなっていた

5. 別置き積層ゴム支承の調査結果

5.1. 別置き積層ゴム支承の経年変化

別置き積層ゴム支承の1986年（納品検査時）、2007年（21年目）、2016年（30年目）における水平方向の荷重変形関係を図5-1に示す。別置き積層ゴム支承はNo.2, 3, 4の3体あり、納品検査後に建物に設置した分とは別に確保した実大の積層ゴム支承である。当初10年間程は載荷した状態で免震層内に保管し、定期的に試験を行っていたが、その後は無載荷の状態で敷地内の倉庫で保管している。

試験機は図4-1に示した試験機を用いており、試験機の影響による影響は少ないが、積層ゴム支承2基で試験となるため、その平均値であり、1986年は、別置き積層ゴム支承と同ロットの積層ゴム支承（NRB-A, B, C）との試験結果である。その平均剛性は0.79 kN/mm（-0.9%）であり、製品検査時の平均値と同等であった。また、1986年、2007年は水平変形±200 mm（ $\gamma = \pm 200\%$ ）までの試験をおこなったが、2016年は積層ゴム支承の状態を鑑み水平変形±150 mm（ $\gamma = \pm 150\%$ ）での試験となっている。

荷重変形関係を比べると、1986年、2007年は、繰り返し依存性により2サイクル目以降の荷重の変化が見られるが、その変化は2007年のほうが小さい。また、2016年は水平変位が短く2サイクル目以降の荷重の変化があまり見られない。これは、2サイクル目以降は経験した最大変形の影響を受けるが2016年は150mmと小さいことと、経年変化の影響により、1サイクル目と2サイクル目の差が小さくなったためと考えられる。

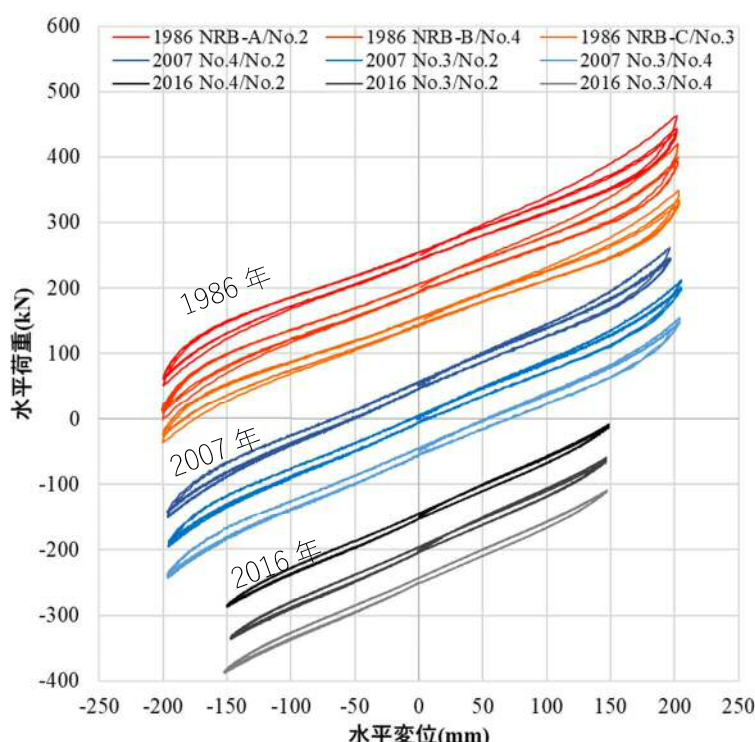


図 5-1 別置き積層ゴム支承の水平剛性の比較

5.2. 別置き積層ゴム支承と建物から抜き取った積層ゴム支承の比較

別置き積層ゴム支承と供用中の建物から抜き取った積層ゴム支承のケース 4 における荷重変形関係の 1 サイクル目と 3 サイクル目の比較を図 5-2 に、割線剛性の比較を図 5-3 に示す。ここで、別置き積層ゴム支承の荷重変形関係は、各年における 3 つの試験結果の平均値で示しており、1986 年の値には、別置き積層ゴム支承以外の性能も含まれている。別置き積層ゴム支承の 3 サイクル目の水平方向の性能は、供用中の建物から抜き取った積層ゴム支承の性能とよく一致しており、無載荷で建屋内に保管していた積層ゴム支承を用いても、供用中の積層ゴム支承の経年変化を検証できる可能性があると考えられる。

水平変形 100～200 mm における割線剛性は、3 サイクル目より 1 サイクル目のほうが大きい。しかし、経年による変化は、1 サイクル目より 3 サイクル目のほうが大きかった。その変化は抜き取った積層ゴム支承ではほぼ平行で変位依存性は小さい。しかし、別置き積層ゴム支承では 1 サイクル目と 3 サイクル目で傾向が異なっている。

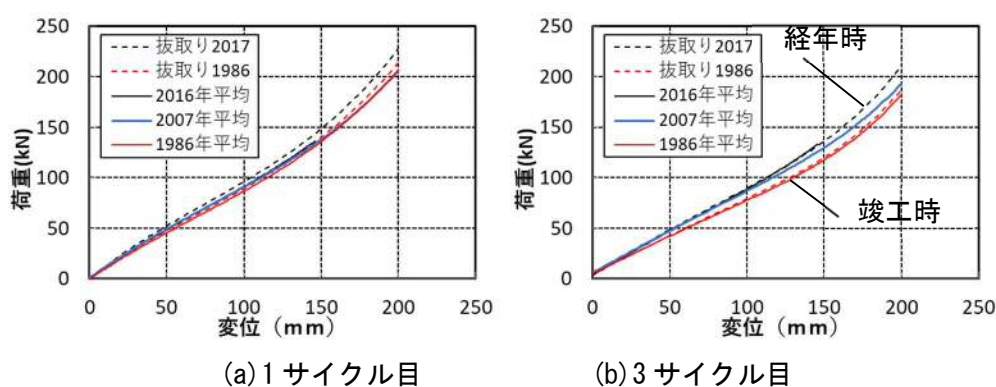


図 5-2 別置き積層ゴム支承と抜き取りの荷重変形関係の比較

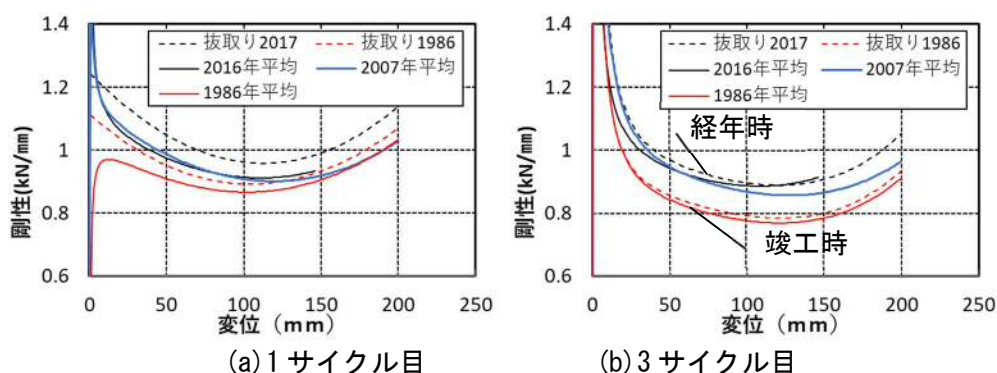


図 5-3 別置き積層ゴム支承と抜き取りの剛性変形関係の比較

5.3. 熱老化試験による予測値との比較

積層ゴム支承単体の剛性変化率と熱老化試験による予測値（前述の図 3-12）とを比較し、図 5-4 に示す。建物から抜取った積層ゴム支承の水平剛性の変化率は、熱老化試験①による予測値と同程度である。本建物ではゴム径が $\phi 400$ mm（実機の 80%程度）の試験体を 100°C で熱老化しており、精度よく予測出来ていた。

一方、別置き積層ゴム支承では、抜取りに比べ、繰り返しや変位依存におけるばらつきが大きい。これは、30 年目の別置き積層ゴム支承は、最大変形が ± 150 mm と小さいことも影響しているが、1986 年の初期値に他の同ロットの NRB の影響が含まれているためと考えられる。保管時に常時荷重が掛かってなく、環境温度が免震層内よりも多少過酷であっても両者の荷重変形関係はよく一致しており、経年変化の確認には有効であると考えられるが、別置きによる経年変化の信憑性を高めるには、正確な初期値の確保と変わらぬ試験条件での比較が必要である。

実建物での変化率と積層ゴム支承単体での変化率の違いは、実験時の最大せん断ひずみの影響によるものと考えられる。NRB の荷重変形関係の傾きは、一般にゴム材料の特性のため 1 サイクル目より 2 サイクル目以降で若干小さくなる。その傾向は、経験した最大せん断ひずみが大きいほど増加する傾向があり、 $\gamma = \pm 200\%$ 以上ではハードニングの傾向も示してくる。そこで、積層ゴム支承の基本特性は $\gamma = \pm 200\%$ 程度まで 3 サイクル载荷した時の 3 サイクル目で評価することが多い。抜取った積層ゴム支承の試験では、 $\gamma = \pm 200\%$ までの载荷では 2 サイクル目以降は剛性が低くなっているが、 $\gamma = 100\%$ までの载荷ではその低下はあまり見られず、1 サイクル目と同程度であった。また、別置き積層ゴム支承では、1 サイクル目と 2 サイクル目以降の剛性の違いは経年で小さくなっていった。そのため、実建物での $\gamma = 100\%$ までの変形における変化率より、積層ゴム支承単体の $\gamma = \pm 200\%$ までの変形後における $\gamma = 100\%$ での変化率の方が大きくなったと考えられる。

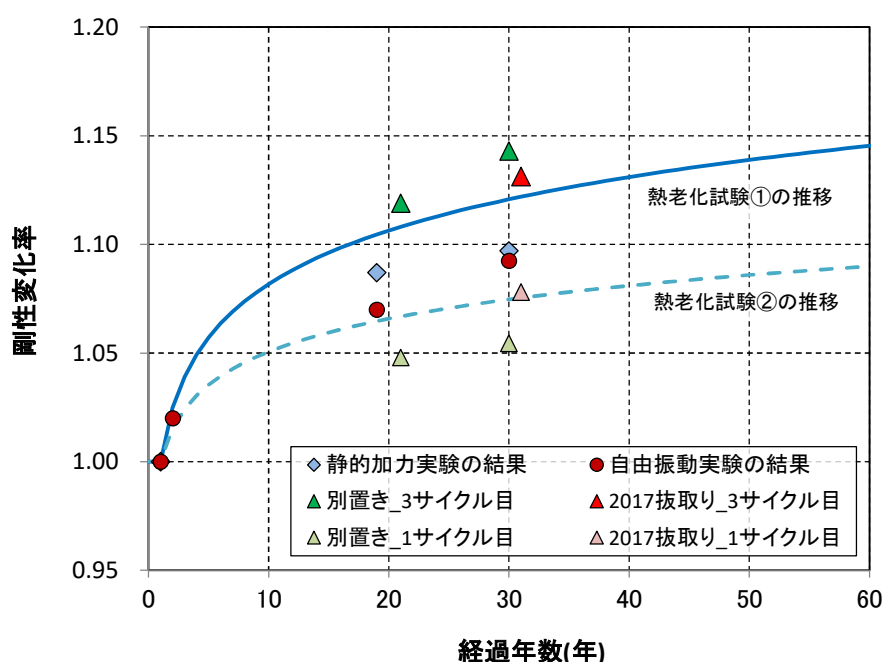


図 5-4 積層ゴム支承単体の剛性変化率の比較（環境温度 20°C ）

5.4. 熱老化試験の精度

熱老化試験は、Arrhenius の理論に基づき、次により熱老化温度による劣化相当時間を計算している。
反応速度を k としたとき

$$k = A \cdot \exp(-E/RT) \quad (4)$$

A : 頻度因子 = 定数
 E : 活性化エネルギー
 R ; 気体定数
 T : 絶対温度

ここで変化量を X 、反応に要する時間を t とすると、反応速度 $k = X/t$ 、 $t = X/k$ となる。
したがって

$$t = X / (A \cdot \exp(-E/RT)) \quad (5)$$

$$\ln t = \frac{E_a}{R \times T} + C \quad \text{但し } C : \ln(1/A) + \ln X \quad (6)$$

と表記できる。

設置される環境温度 (T_0) における劣化時間 (t_{m0}) に起こる変化と促進温度 (T_y) における劣化時間 (t_{my}) に起こる変化が等しい時、
設置される環境温度 (T_0) における劣化時間 (t_{m0})

$$\ln t_{m0} = \frac{E_a}{R \times T_0} + C \quad (7)$$

促進温度 (T_y) における劣化時間 (t_{my})

$$\ln t_{my} = \frac{E_a}{R \times T_y} + C \quad (8)$$

$$\ln t_{m0} - \ln t_{my} = \frac{E_a}{R \times T_0} - \frac{E_a}{R \times T_y} \quad (9)$$

$$\ln \left(\frac{t_{m0}}{t_{my}} \right) = \frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T_y} \right) \quad (10)$$

ここで、 E_a : 活性化エネルギー、 R : 気体定数

T_0 : 環境温度[K]、 t_{m0} : 環境温度下での劣化時間

T_y : 熱老化温度[K]、 t_{my} : 熱老化温度下での劣化時間

(10) 式より、活性化エネルギー E_a がわかれば、熱老化温度 T_y とその時間 t_{my} に応じ環境温度 T_0 下での劣化時間 t_{m0} がわかる。

ただし E_a は予備試験により設定した値であり、 T_y は試験温度であるため、これらの値により誤差が生じる場合がある。そこで、 E_a と T_y をパラメータとし、熱老化温度 1 日における環境温度 20℃での劣化相当時間(年)を比較した結果を図 5-4 に示す。 E_a が 1.0 kJ/mol 異なると、熱老化温度が 100℃では劣化期間 1 年相当の違いがあるが、70℃では影響が小さい。一方、熱老化温度の違いによる劣化時間への影響は大

きい。本建物では E_a を95.4 kJ/molとし100℃で10日の過熱を行ったが、文献11)にみられるように、対象物の熱老化温度が95℃と低かった場合、劣化期間は40年ほど短くなり、劣化期間は80年となる。

これを前述の図5-4に追記した図5-6に示す。熱老化温度が95℃だった場合、抜取品の劣化の程度は想定範囲内となる。今後、熱老化試験の精度を上げるためには、活性化エネルギーの評価精度を高めるか、熱老化温度を80℃以下と低く設定し、管理する必要があると考える。

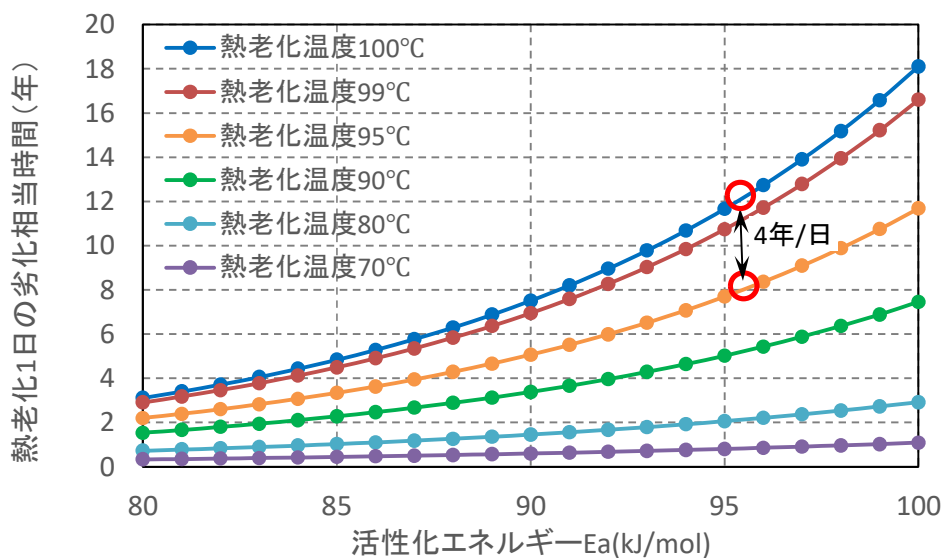


図 5-4 劣化時間に対する活性化エネルギーと熱老化温度の影響
(環境温度 20℃の場合)

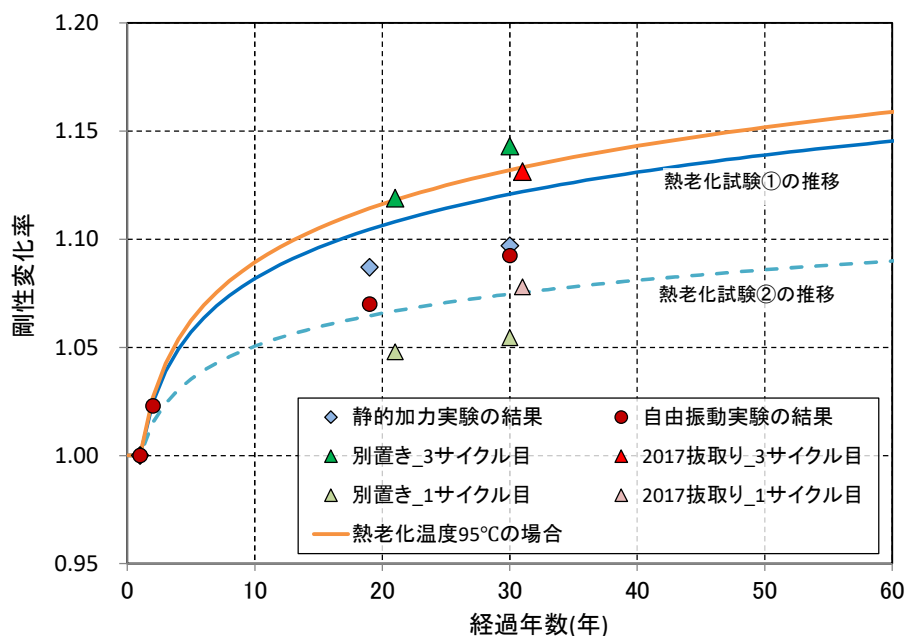


図 5-5 熱老化温度の違いによる比較 (環境温度 20℃の場合)

5.5. まとめ

別置き積層ゴム支承の性能試験を行い、抜取り積層ゴム支承と比較した結果、次のことがわかった。

1. 別置き積層ゴム支承の 1986 年、2007 年 ($\gamma=200\%$ まで加力) は、繰り返し依存性により 2 サイクル目以降の荷重の変化が見られるが、2016 年 ($\gamma=150\%$ まで加力) はあまり見られなかった。これは、2 サイクル目以降は経験した最大変形の影響を受けていることと、経年変化の影響により、1 サイクル目と 2 サイクル目の差が小さくなったためと考えられる
2. 両者の水平方向の 3 サイクル目における荷重変形関係とその変化はよく一致しており、別置き積層ゴム支承により経年変化を検討することができる
3. 無載荷状態の別置き積層ゴム支承を用いても実供用中の積層ゴム支承の経年変化を把握できる可能性がある
4. 経年による水平剛性の変化率は、1 サイクル目より 3 サイクル目のほうが大きかった
5. 積層ゴム支承単体における 1 サイクル目の水平剛性の変化率はゴム材料の窒素中における熱老化試験の結果より小さかった
6. 積層ゴム支承単体における 3 サイクル目の水平剛性の変化率は建物より大きく、 $\Phi 400$ 積層ゴム支承の酸素中における熱老化試験結果を少し上回った。
7. 水平剛性は経験した最大変形の影響を受け、 $\gamma=100\%$ における経年変化の影響も、 $\gamma=100\%$ まで変形させた建物の結果より、試験機で $\gamma=\pm 200\%$ まで変形させた積層ゴム支承単体の方が大きかった。経年による水平剛性変化を評価するには、評価位置 ($\gamma=100\%$) だけでなく、最大せん断ひずみ (例えば $\gamma=\pm 200\%$) も合わせる必要がある
8. 予測精度については熱老化温度が高いほど劣化相当時間への影響が大きく、熱老化試験では、活性化エネルギーの評価に合わせ、熱老化時における試験体の温度管理が重要である

6. 経年変化の予測式

6.1. 既往の研究

積層ゴム支承はゴム表面から一定の範囲（以下、酸化深さ d^* (mm)）までしか酸化劣化が生じず、その酸化深さは温度に依存し（11）式で表されることが伊藤氏らの研究⁸⁾で知られている。

$$d^* = \alpha \cdot \exp\left(\frac{\beta}{T}\right) \quad (11)$$

ここで、 T ：環境温度（K）

α 、 β ：熱老化試験から求まる定数（天然ゴムの場合 $\alpha=8.0 \times 10^{-4}$ mm、 $\beta=3.3 \times 10^3$ K）

これによると、環境温度 15℃の場合 $d^*=75$ mm、20℃の場合 62mm となり、4.5.c で示した当建物における積層ゴム支承の材料試験結果とほぼ一致する。

また、その酸化劣化範囲は図 6-1 に示すように分布するとされており、酸化劣化の影響は表面までの距離の二乗で大きくなり表面の変化率 Δf_s は、(12) 式になることが報告されている。また、天然ゴムの場合、中心部の劣化は小さく、熱老化による影響はかなり小さいことも報告されている。

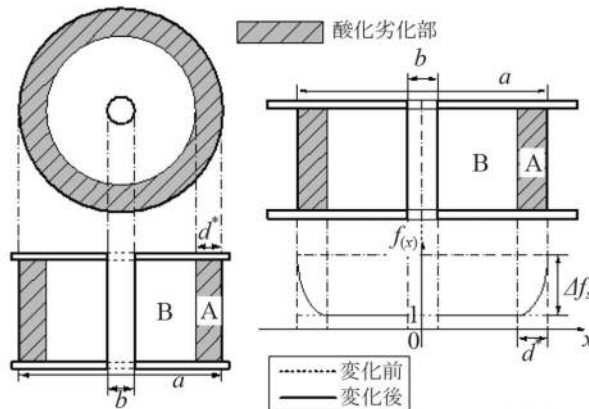


図 6-1 積層ゴム支承の酸化劣化の影響²⁸⁾

$$\Delta f_s = 0.066 \cdot t_{ref}^{0.515} \quad (12)$$

ここで、 t_{ref} ：基準温度における経過時間（日）
$$t_{ref} = t \cdot \exp\left\{\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right\} \cdot 365$$

t ：実環境温度での経過時間（年）

T_{ref} ：基準温度 333K（60℃）

T ：実環境温度（K）

R ：気体定数 8.31J/mol・K

E_a ：ゴム材料の活性化エネルギー（J/mol）

また、栗田氏らによると⁹⁾、中心孔がある場合、経年変化前後の積層ゴム支承の全断面に作用するせん断力 Q_0 、 Q は（13）式（14）式となる。

$$Q_0 = \frac{a^2 - b^2}{4} \pi G_0 \quad (13)$$

$$Q = \left\{ \frac{a^2 - b^2}{4} + \frac{d^* (2a - d^*)}{6} \right\} \pi G_0 \quad (14)$$

積層ゴム支承の水平剛性 K は、積層ゴム支承の 1 層厚が一定であると考えたと (15) 式で表される。

$$K = \frac{Q}{nt_r} \quad (15)$$

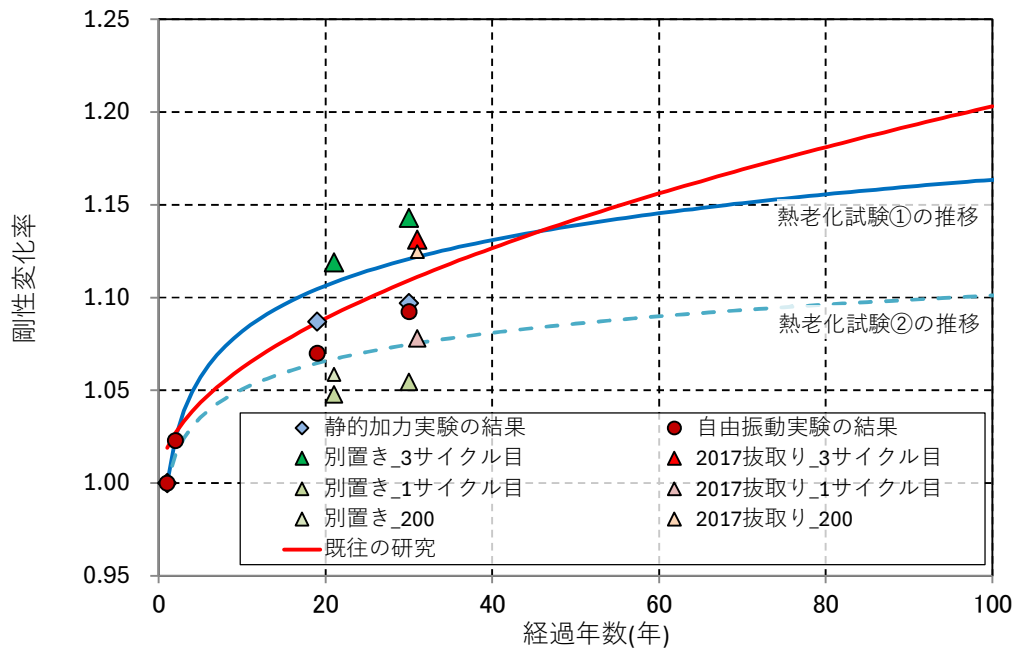
ただし、 n はゴム層数、 t_r はゴムの 1 層厚 (mm) である。

経年変化前後の積層ゴム支承の水平剛性を各々 K_{h0} 、 K_h とすると、経年変化率は (16) 式で表される。

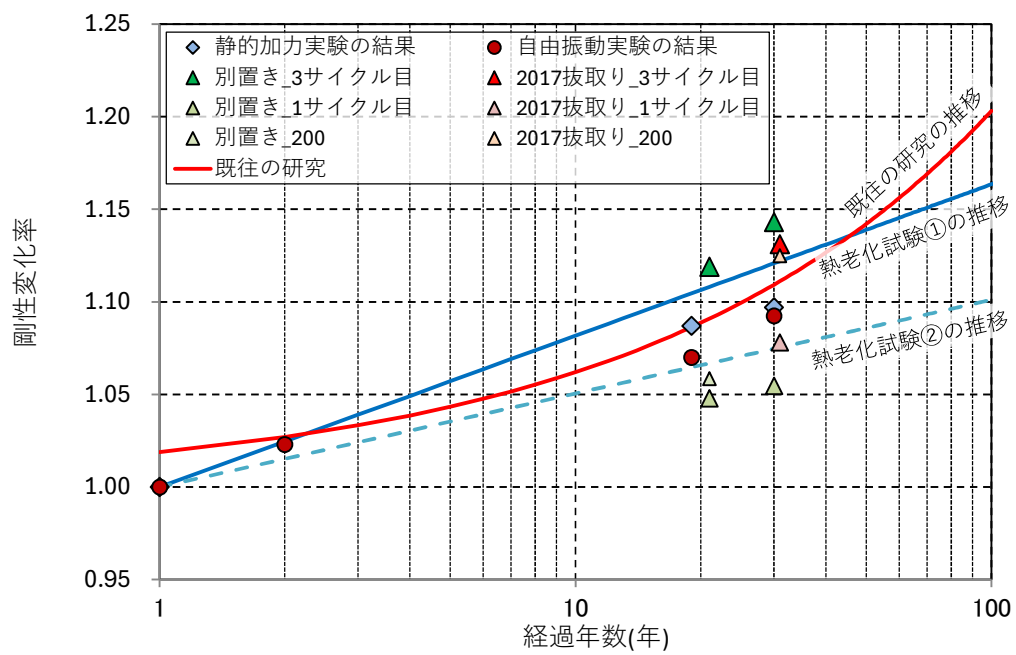
$$\frac{K_h}{K_{h0}} = \frac{Q}{Q_0} = 1 + \frac{2d^* (2a - d^*)}{3(a^2 - b^2)} \Delta f_s \quad (16)$$

(16) 式より、未知数である Δf_s の値を設定することで、積層ゴム支承の経年変化率を予測できることが提案されている⁹⁾。この (16) 式による予測式を前述の図 5-4 に追記し図 6-2 に示す。比較すると

(16) 式は建物での実験と積層ゴム支承単体での実験での中間値を示しているが、熱老化試験①による予測とは 40 年目頃を境に大小関係が逆転し、以降は経過年に比例して増大する傾向にある。これは、酸化劣化による表層の変化率の予測値 Δf_s に起因するものと考えられる。 Δf_s は、ある特定の材料の 60℃での熱老化による結果を基に仮定してある。横軸 (時間軸) を対数にして図 6-2 (b) に示す。これまでの熱老化試験による経年変化は、経過時間の対数に比例するとされており直線で示されるが、当係数は経過時間の対数に対し曲線で示されているところが大きく異なっている。そのため、予測値も時間がたてば変化率が収束していくこれまでの傾向と異なっていると考えられる。



(a) 横軸（時間軸）を整数目盛りで見た場合



(b) 横軸（時間軸）を対数目盛で見た場合

図 6-2 既往の研究による予測式との比較

6.2. 修正式の提案

当建物での計測結果を基に予測式を修正する。

ここで、当建物から抜き取った積層ゴム支承の1サイクル目と3サイクル目の比較を図6-3に示す。建物の自由振動実験や静的加力実験における結果は、 $\gamma=100\%$ までの変形であり、繰り返しの影響は少なく、その特性の変化はダンベル試験等の材料試験結果に近いと考えられるが、積層ゴム支承単体の試験は $\gamma=200\%$ まで3サイクル繰り返した結果であり、繰り返しの影響が含まれている。繰り返し変形により積層ゴム支承の荷重変形関係（剛性）は、1サイクル目より3サイクル目（2サイクル目以降）は小さくなる（マリンス効果*）ことが知られている。このマリンス効果は時間が経つと同じように再現する（しばらくすると1サイクル目は復活する）が、当建物の積層ゴム支承における経年変化率は、1サイクル目より3サイクル目の方が大きかった。

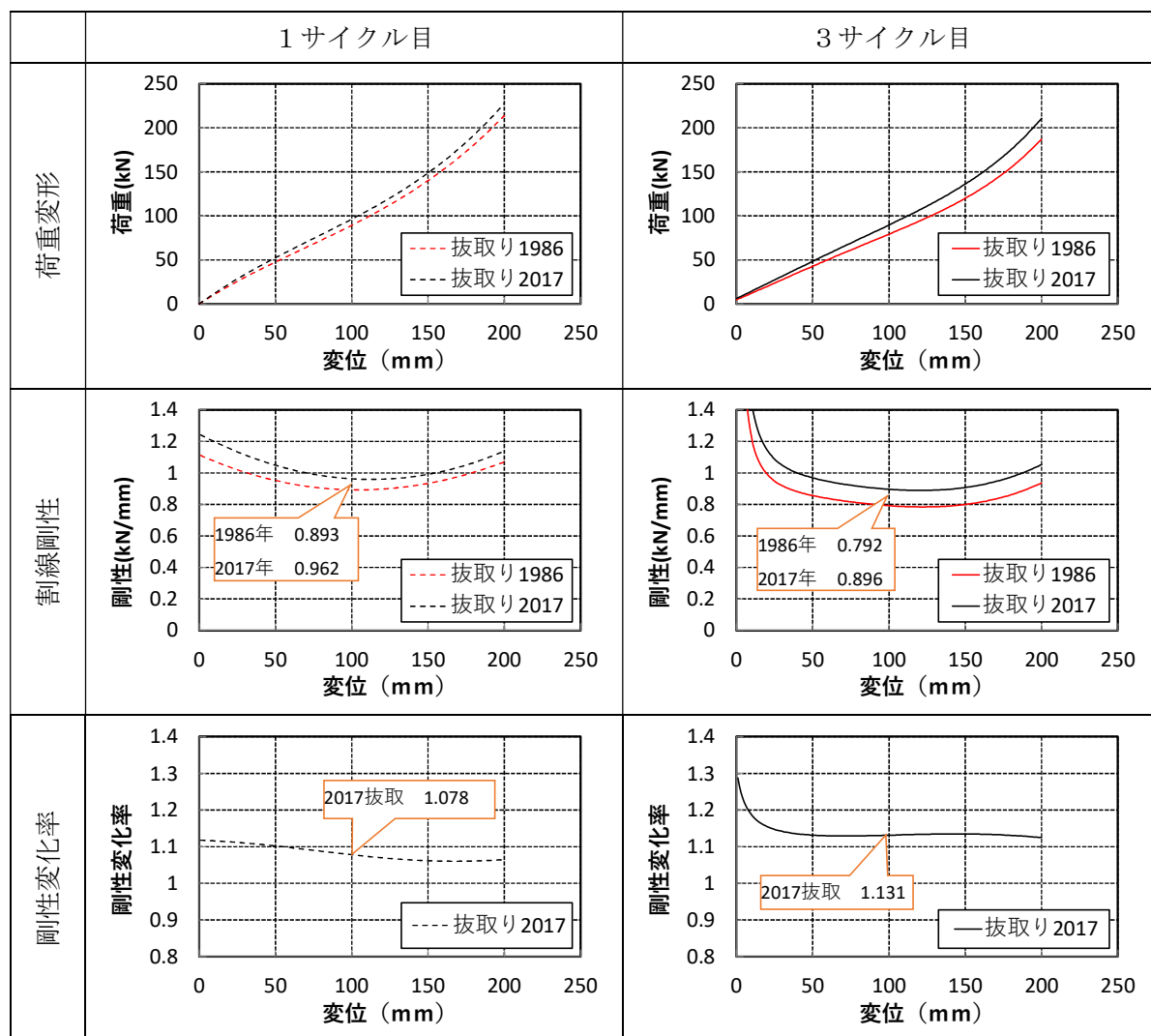


図 6-3 管理棟から抜き取った積層ゴム支承の荷重変形関係

そこで、経年変化は酸化劣化とマリンス効果の低下の掛け合わせと仮定し (17) 式に示す。ここでは、1 サイクル目の剛性変化は酸化劣化によるもののみ、3 サイクル目は酸化劣化に合わせマリンス効果が低下した影響とする。

3 サイクル目の剛性変化率

＝3 サイクル目剛性（経年後）／3 サイクル目剛性（経年前） ←これまでの計算式

＝酸化劣化による変化率(A)×マリンス効果の変化率(B) ←提案式

＝1 サイクル目経年変化率×マリンス効果の経年時／初期

$$= \frac{1 \text{ サイクル目の剛性 (後)}}{1 \text{ サイクル目の剛性 (前)}} \times \frac{3 \text{ サイクル目の剛性 (後)}}{3 \text{ サイクル目の剛性 (前)}} \div \frac{1 \text{ サイクル目の剛性 (後)}}{1 \text{ サイクル目の剛性 (前)}} \quad (17)$$

このとき、酸化劣化の影響範囲は (11) 式に、それによる変化率は (16) 式によるが、環境温度 t は当建物での平均気温 16℃とする。表層における材料特性の変化率 Δf_s は 4.5.c における当積層ゴム支承の 30 年目における材料試験結果より中心部に対し 1.5 倍とする。

対象建物から抜取った積層ゴム支承の性能確認試験における 1 サイクル目の割線剛性に対する 3 サイクル目の割線剛性の比（マリンス効果とする）の比較を図 6-4 に示す。経年により水平変形 200mm（ $\gamma=200\%$ ）まで載荷した時の変位 100 mm（ $\gamma=100\%$ ）におけるマリンス効果は 0.887 倍から 0.931 倍と小さくなっており、これにより経年時（30 年後）の 3 サイクル目における剛性変化率は 1 サイクル目の剛性変化率に比べ更に約 1.05 倍（ $=0.931/0.887$ ）大きくなっているとする。

また、 Δf_s とマリンス効果の変化率 B は 30 年目の値を基に前述の (2) 式で変化するとする。

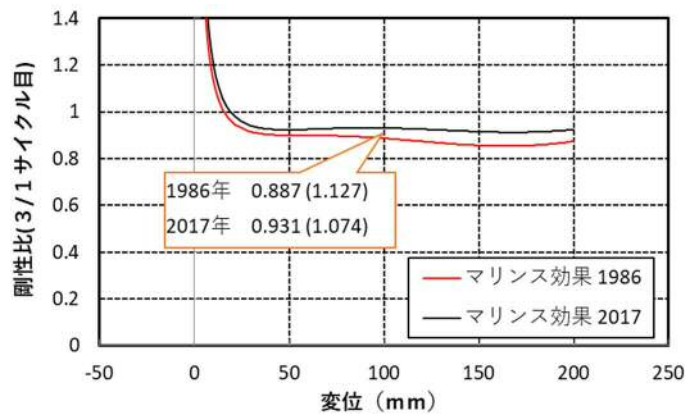
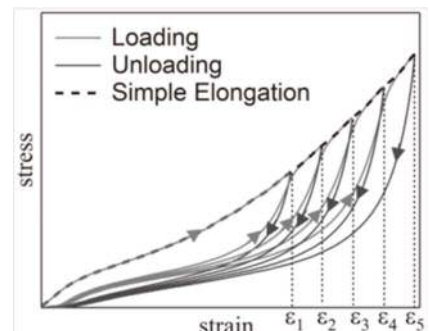


図 6-4 経年によるマリンス効果の比較

*マリンス効果（Mullins 効果）とは

加硫ゴムにみられる応力-ひずみ曲線の特徴として知られている伸長後の応力軟化で、一度ゴムを伸長しひずみを戻した後、再度引張を行うと応力が著しく減少する現象。

ゴムに対して繰返し伸長試験をすると、①1 回目伸長後の除荷時に応力が減少し、②2 回目伸長時は 1 回目伸長時の最大ひずみまでは 1 回目除荷時の応力-ひずみ曲線とよく一致する一方、③1 回目伸長の最大歪み以上では一発伸長の応力-ひずみ曲線と一致し、④最大ひずみを増加させるのに伴い、応力の減少度合いは大きくなる。³¹⁾



これらを整理し提案式を（18）式に示す。

$$\frac{K_h}{K_{h0}} = A \times B = \left(1 + \frac{2d^* (2a - d^*)}{3(a^2 - b^2)} \Delta f_s \right) \times B \quad (18)$$

ここで、A：酸化劣化の影響

B：繰り返しの影響（マリンス効果の変化率で本研究において30年で1.05倍）

$$= (1.05 - 1) / \text{LN}(30) \times \text{LN}(t) + 1 = 0.0147 \times \text{LN}(t)$$

$$d^* : \text{酸化劣化深さ (mm)} \quad d^* = \alpha \cdot \exp\left(\frac{\beta}{T}\right)$$

T：環境温度（K）（本検討では16+273.15）

α, β ：熱老化試験から求まる定数（天然ゴムの場合 $\alpha = 8.0 \times 10^{-4} \text{mm}$ 、 $\beta = 3.3 \times 10^3 \text{K}$ ）

a：積層ゴム支承の外径（mm）（本検討では500）

b：積層ゴム支承の孔径（mm）（本検討では0）

Δf_s ：表層における材料特性の変化率（本研究において30年で1.5倍）

$$= (1.5 - 1) / \text{LN}(30) \times \text{LN}(t) = 0.147 \times \text{LN}(t)$$

t：経過年数（年）

これらを考慮し修正した提案式による予測値を前述の図5-4に追記し図6-5に示す。 $\gamma = 100\%$ 内で繰り返しの影響が小さい実建物における実験結果は、酸化劣化範囲を一定としその劣化度は距離の二乗に比例し、表層の材料特性の変化率 Δf_s になり、その値は30年目の計測値を用い経年に対数で比例して変化させることで実験値をほぼ予測できた。また、 $\gamma = 200$ による繰り返しの影響を受けている積層ゴム支承単体の試験結果は、さらに繰り返しの影響（マリンス効果の変化率）を考慮し前式を補正することで安全側に予測できている。しかし、材料特性の変化率やマリンス効果に関しては本研究における30年目のみをベースにした予測値なので、今後これらの特性を明らかにする必要がある。

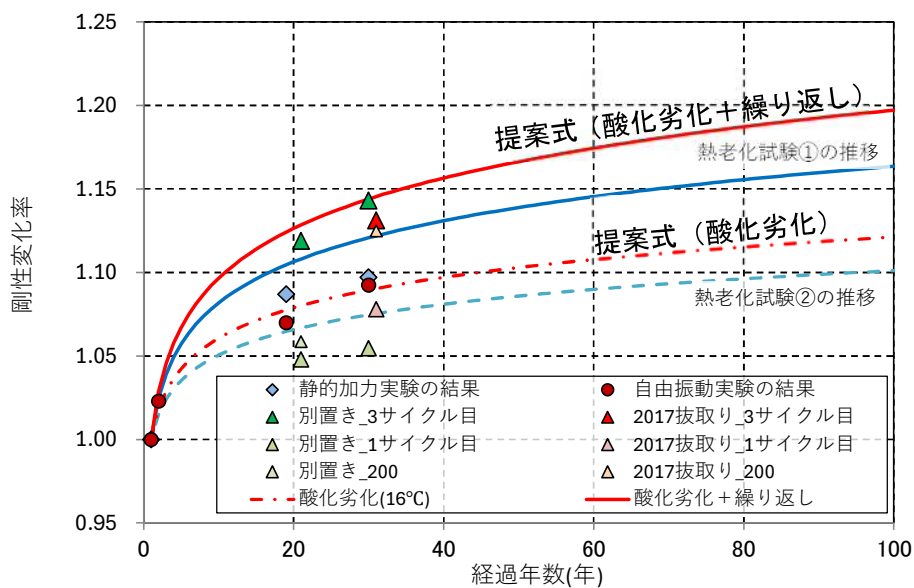


図 6-5 提案する予測式と経年変化の比較

6.3. 提案式の検証

天然ゴム系積層ゴム支承の経年変化に関する文献調査を行い、実験データを用いて提案式の妥当性を検証する。検証に用いた実験データの概要を表 6-1 に示す。

検証に用いた実験データは全 7 ケースである。積層ゴム支承の直径は $\Phi 300\text{mm} \sim \Phi 900\text{mm}$ までの 5 種類で、ケース 6 は防振仕様のためゴム 1 層の厚さが厚く 1 次形状係数が小さい。ケース 1 ～ 4 の積層ゴム支承は別置きの積層ゴム支承である。

表 6-1 検証に用いた実験データの概要

実験データ	積層ゴム支承の直径 (mm)	1 次形状係数 S_1	2 次形状係数 S_2	せん断ひずみ γ (%)	備 考
ケース 1	300	33.0	5.1	100	
ケース 2	600	22.2	5.1	200	
ケース 3	600	22.3	5.1	150	$\gamma = 50, 100, 150$ の平均値
ケース 4	740	33.5	2.8	140	
ケース 5	740	33.5	2.8	37	建物の静的加力
ケース 6	760	3.87	3.33	88	防振仕様、建物から抜取り
ケース 7	900	23.5	5.6	155	建物から抜取り

ここで、1 次形状係数 S_1 : ゴム 1 層の側面積に対する拘束面積の比で、鉛直剛性や曲げ剛性に関係している
 2 次形状係数 S_2 : 全ゴム層厚に対するゴム直径の比で、座屈荷重や水平剛性に関係している
 せん断ひずみ γ : 積層ゴム支承のせん断変形量をゴム層総厚で除した値

提案式と実験データの比較を積層ゴム支承の直径毎に図 6-6 に示す。図中の予測式には、酸化劣化のみによるもの (---) とそれに繰り返しの影響を考慮したもの (—) の 2 つの提案式を示してある。また、温度については実環境の平均気温に近いと思われる 15°C の場合について示してある。表層の材料特性の変化率 Δf_s については、既往の研究では、ゴム材料の活性化エネルギー $E_a = 90000$ (J/mol) と仮定して算出し、提案式では、30 年で 1.5 倍になると仮定し経年に対し対数で補間した。また、提案式では繰り返しの影響は 30 年で 1.05 倍になると仮定し経年に対し対数で補間した。内孔による酸化劣化の影響は考慮していない。

提案式は積層ゴム支承の外形が大きいほど変化率は小さくなる傾向にある。

実験データと比較すると、せん断ひずみ $\gamma = 100\%$ 以下で繰り返しの影響が小さいと考えられるケース 1, 5, 6 では、酸化劣化による提案式と同程度であり、せん断ひずみが大きい他のケースでは、さらに繰り返しの影響 (マリンス効果の変化) を考慮した提案式に近くなっている。しかし、積層ゴム支承の外径が大きくなるほど、また、経年が進むほど乖離が見られており、材料特性の変化率や繰り返しの影響については、様々の積層ゴム支承でのデータの蓄積し、補正していく必要がある。

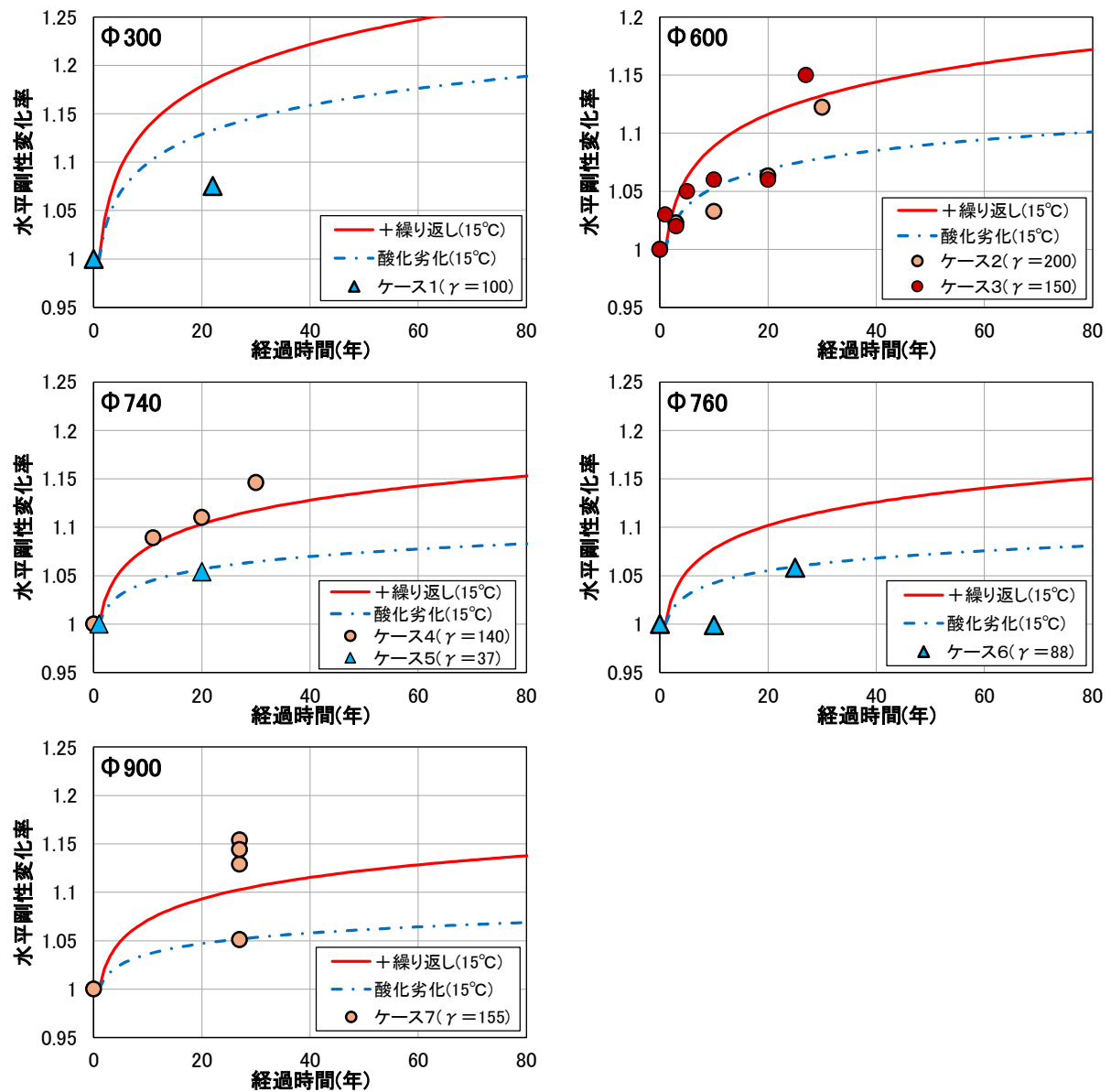


図 6-6 提案する予測式と文献調査の比較

6.4. まとめ

積層ゴム支承における水平剛性の経年変化について、酸化劣化の範囲を外周部から一定の範囲とし表層の材料特性の変化率を考慮した既往の研究を基に、繰り返しの影響を考慮した修正式を提案し既往の実験データを用いて検証した結果、次のことがわかった。

1. $\gamma = 100\%$ 程度の範囲では、酸化劣化による変化率の予測を異なるゴム径にも対応できた。
2. 表層の酸化劣化による材料特性の変化率については様々なデータの蓄積が必要である。
3. $\gamma = 100\%$ 以上の変形には、さらに繰り返しの影響を考慮することで精度が上がった。
4. 繰り返しの影響については知見が少ないため、更なる検討が必要である。

7. 結論

天然ゴム系積層ゴム支承を用いた供用中の実免震建物と別置き積層ゴム支承の水平性能を 30 年間調査した結果、次のことがわかった。

1. 対象建物の静的加力実験と自由振動実験から得られた水平剛性の経年変化と、建物から抜取った積層ゴム支承、同時期に生産された別置きの積層ゴム支承の経年変化の整合性を確認でき、別置き積層ゴム支承により性能の経年変化を把握できることがわかった。また、その変化率は、設計時の熱老化試験による予測値程度であり、熱老化試験による予測は有効であることがわかった。
2. 既往の研究に基づき、天然ゴム系積層ゴム支承における水平剛性の経年変化に関する予測式を提案した。材料特性の変化率を修正し、繰り返しの影響を考慮することで、せん断ひずみや積層ゴムの直径に応じ経年変化率を評価できた。評価の精度を上げるには、経年によるゴム材料の特性変化や積層ゴムの繰り返し変形に関する特性変化に関するデータの蓄積が必要である。
3. 建物から抜取った積層ゴムの限界変形試験を行い、製造時と同等の変形性能を有していることがわかった。また、実建物でのクリープ調査の結果、そのクリープ量は予測式によるものより小さく、設計時の熱老化試験による予測値と同程度であった。これらのことから、30 年経過した積層ゴム支承は健全であることを確認でき、その寿命は当初の予測通り 60 年以上有すると考えられる。

本研究を通し、積層ゴム支承の経年による特性変化は想定範囲内に収まっていることがわかったが、これは数例の結果であり、信憑性を高めるには更なるデータの蓄積が必要である。また、データの取得は同じ試験方法、評価方法により行い、特にせん断ひずみと繰り返しの影響には注意する必要がある。

本成果を、設計時における積層ゴム支承の経年変化に対する検討に反映するとともに、免震構造の信頼性をアピールし普及に繋げていきたい。

謝 辞

本論文を完成するにあたり、多くの方々のご指導、ご支援を頂きました。

この場を借りて心より感謝申し上げます。

まず、本研究の指導教員である福岡大学の高山峯夫教授と同研究室の森田慶子助教には、学生の時から様々なご指導ご教示を受け賜いました。

また、本研究は（株）奥村組の諸先輩方により長年蓄積されてきた観測記録や、SWCC（株）に提供いただいたデータによりすすめることが出来ました。

私は、福岡大学に入学して多田英之教授に出会い、免震構造を知り興味を持ちました。（株）奥村組に入社してからは、現場の施工管理を経験後、免震構造等の設計とともに、日本初の実用免震建物である技術研究所管理棟の経年変化の調査に携わってきました。そして、会社や先生方、研究所の皆様、メーカーの皆様、家族等の多大なるご支援ご協力を得て、先輩方から引き継いだ積層ゴムの経年変化に関する長年の調査結果をここにまとめ、報告することができました。

積層ゴムの経年変化に関する調査は今後も続きますが、この御恩を忘れず、本研究で得た知見を活かしていきたいと思います。

2026 年 3 月 山上 聡

参考文献

- 1) 普及委員会：MENSIN No.125, 日本免震構造協会, 2024 年 7 月号, pp33-39
- 2) 森田慶子, 高山峯夫：免震用積層ゴム支承アイソレータの経年変化調査の実態把握, 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 41 号, pp.31-35, 2013 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.19.31>)
- 3) 日本ゴム協会編：設計者のための免震用積層ゴム支承ハンドブック, 理工図書, 2000
- 4) 藤田隆史, 加藤宗明 他：FBR 免震設計に関する研究 その 6 約 40 年前の積層ゴム支承の経年変化調査 (試験概要とゴム組成分析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21569, 1996
- 5) 加藤朝朗, 大場政章 他：FBR 免震設計に関する研究 その 7 約 40 年前の積層ゴム支承の経年変化調査 (ゴム素材の引張り試験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21570, 1996
- 6) 広谷勉, 加藤朝朗 他：FBR 免震設計に関する研究 その 8 約 40 年前の積層ゴム支承の経年変化調査 (積層ゴム支承の要素試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21571, 1996
- 7) 南輝弥, 小林裕：FBR 免震設計に関する研究 その 14 約 40 年前の積層ゴム支承の経年変化調査 (加熱促進試験との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21522, 1997
- 8) 伊藤義人, 佐藤和也 他：橋梁用天然ゴムの長期劣化予測に関する基礎的研究、土木学会論文集 No.801/I-73, pp185-196, 2005
- 9) 栗田哲, 飯山かほり 他：中心孔を有する天然ゴム系積層ゴム支承の水平剛性経年変化予測に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集, 21269, 2013
- 10) 鴨下直登, 濱口弘樹 他：約 30 年間使用した積層ゴム支承の経年変化調査, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 56 号, pp.41-46, 2018 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.24.41>)
- 11) 土屋諒恭, 清水美雪 他：ゴム直径が天然ゴム系積層ゴム支承の熱老化に与える影響の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21222, 2021
- 12) 清水美雪, 三須基規 他：ゴム直径が天然ゴム系積層ゴム支承の熱老化に与える影響の検証 (その 2) 加熱時間等の追加検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21339, 2023
- 13) 清水美雪, 三須基規 他：竣工後 30 年経過した免震建物から採取した天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 3) 試験片採取位置とゴム物性の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21046, 2019
- 14) 早川邦夫, 安井健治 他：積層ゴム支承の経年変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21285, 1997
- 15) 安井健治, 早川邦夫 他：免震建物に設置された積層ゴム支承の経年変化, 日本建築学会技術報告集, 第 12 巻, 第 24 号, pp.167-170, 2006 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.12.167>)
- 16) 安井健治, 早川邦夫 他：積層ゴム支承の経年変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21444, 2007
- 17) 柳勝幸, 開発美雪 他：天然ゴム系積層ゴム支承の経年変化に関する研究 (その 1) 積層ゴム支承の別置き試験体の経年変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21199, 2010
- 18) 森田慶子, 高山峯夫 他：天然ゴム系積層ゴム支承の経年変化に関する研究 (その 2) クリープ特性について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21200, 2010
- 19) 山上聡, 舟木秀尊 他：竣工後 30 年経過した免震建物に設置された天然ゴム系積層ゴム支承の経年変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21469, 2017
- 20) 舟木秀尊, 小山慶樹 他：1986 年に竣工した実免震建物における免震装置の水平剛性の評価, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 58 号, pp.979-984, 2018 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.24.979>)

- 21) 山上聡, 上寛樹 他: 竣工後 30 年経過した免震建物から採取った天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 1) 建物の静的加力実験との比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21499, 2018
- 22) 三須基規, 山上聡 他: 竣工後 30 年経過した免震建物から採取った天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 2) 限界変形試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21500, 2018
- 23) 清水美雪, 三須基規 他: 竣工後 30 年経過した免震建物から採取った天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 3) 試験片採取位置とゴム物性の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21046, 2019
- 24) 舟木秀尊, 山上 聡 他: 竣工後 30 年経過した免震建物に設置された天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 4) 別置き試験体と採取り品の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21047, 2019
- 25) 清水美雪, 三須基規 他: 竣工後 30 年経過した免震建物に設置された天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 5) 限界変形試験後の亀裂調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21224, 2021
- 26) 山上 聡, 舟木秀尊 他: 竣工後 30 年経過した免震建物に設置された天然ゴム系積層ゴム支承の性能検証 (その 6) 加力履歴と経年変化の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21225, 2021
- 27) 日本ゴム協会編: 設計者のための免震用積層ゴム支承ハンドブック, 理工図書, 2000
- 28) 多田英之, 酒井 章 他: 免震構造に関する実物実験 (その 10) 実施構造物の Isolator II, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2409, 1986
- 29) 日本ゴム協会、日本免震構造協会、「改訂版 設計者のための建築免震用積層ゴム支承ハンドブック」(第 2 版)、2017 年
- 30) 森田慶子, 高山峯夫 他: 免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータのクリープ実験、第 16 回日本地震工学シンポジウム、Day3-G419-26、2023
- 31) 森下善広, 角田克彦: 架橋ゴムの応力 - ひずみ曲線の基礎知識, 日本ゴム協会誌, 第 94 巻 第 4 号, 2021
- 32) 阿久戸信宏, 秦一平 他: 天然ゴム系積層ゴム支承別置縮小試験体の経年変化特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21221, 2021
- 33) 高橋黎, 山崎敏彦 他: 30 年経過した積層ゴム支承の経年変化に関する分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21341, 2023
- 34) 川原佑介, 西尾浩治 他: 27 年間使用した積層ゴム支承の経年変化 (その 1) 概要および据置試験体の基本性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21497, 2018
- 35) 圓幸史朗, 中村嶽 他: 免震建物の維持管理に関する研究 (その 5) 30 年を経過した積層ゴム支承の性能確認試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21470, 2017
- 36) 佐野剛志, 杉山公一 他: 免震建物の維持管理に関する研究 (その 4) 免震層の静的強制変形試験と自由振動試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21445, 2007
- 37) 引田真規子, 田上淳 他: 25 年経過した免震用積層ゴム支承の経年変化調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21187, 2012
- 38) 加藤直樹, 清水美雪 他: 27 年間使用した積層ゴム支承の経年変化 (その 2) $\Phi 900$ の基本性能と限界変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 21498, 2018