

高減衰積層ゴム支承の設計における橋脚の回転変形の影響

Effect of Rotational Deformation of a High Damping Rubber Bearing Resulting
from Hysteretic Flexural Deformation of a Column

庄司学¹・川島一彦²・加藤亨二³

Gaku Shoji, Kazuhiko Kawashima and Koji Kato

1 博(工) 筑波大学講師 機能工学系(〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

2 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

3 (株)ブリヂストン 土木・海洋商品開発部(〒244-8510 横浜市戸塚区柏尾町1番地)

In the Menshin design, rotational deformation of an isolator resulting from the hysteretic flexural drift of a column is not considered. Plastic deformation of an isolator subjected to large rotational deformation as well as the shear deformation was investigated based on a series of hybrid loading tests. It was found that the rotational deformation as large as 0.1rad occurs in the isolator when the drift of the column reaches 0.02~0.03rad.

Key Words : Bridge, Seismic Design, Menshin Design, Isolator, Rotational Deformation

1. はじめに

免震設計では、上部構造を免震支承で支持することにより構造系を長周期化し、上部構造に作用する地震力が下部構造に過度に伝達しないようにし、同時に、免震支承自体の減衰性能によって上部構造の応答変位を低減する¹⁾。このため、免震支承は免震橋の地震応答をコントロールする重要な構造部材であり、免震支承が損傷を受けると、構造系の動特性が変化し、地震力の伝達機構が構造要素間で変化するため、免震橋の耐震性能に重大な影響を与える。したがって、免震設計の信頼性を高めるためには、免震支承の地震時設計照査体系の精緻化が極めて重要となる。

積層ゴム支承の設計においては、8~12MPaの許容圧縮応力度を満足するようにゴムの支圧面積を求め、ゴム1層の厚さとゴム層数を仮定し、これらが1) 常時・地震時におけるせん断ひずみの照査、2) 有効支圧面積に対する圧縮応力度の照査、3) 圧縮応力振幅の照査、4) 座屈に対する安定性の照査、5) 回転に対する照査、6) 常時・地震時における局部せん断ひずみの照査、7) 積層ゴム補強材の応力度の照査の合計7項目を満足するかどうかを検討する^{2), 3)}。常時を想定した照査では温度変化による桁の伸縮量および活荷重による応力振幅が、地震時を想定した照査では設計水平震度および設計鉛直震度相当の地震力が支承に作用した場合の水平変位および鉛直変位がそれぞれ重要な設計パラメーターとなる。

このような積層ゴム支承の設計の枠組みの中で、支承の回転に関しては、上記5) および6) の常時の照査において、活荷重を想定し、桁端部で1/150rad、中間橋脚上で1/300radの回転量を考慮するのみである。地震時にお

いては水平変位によるせん断ひずみと鉛直変位による圧縮ひずみから局部せん断ひずみを求めるが、回転によって生じる局部せん断ひずみは考慮されていない。しかし、支承は上下部構造間に設けられるため、橋脚に塑性化が生じると、これによる支承の回転変形は無視できなくなり、地震時に橋脚の天端に2~3%以上のドリフトが生じる場合には、支承にはこれ相当の回転変形が生じる可能性がある⁴⁾。

積層ゴム支承は鉛直剛性を高めるためにゴム材と鋼板の互層となっており、両端部には上下部鋼板が取り付けられている。このため、支承が圧縮を受け、ゴム材が外側にはらみ出そうとしても、ゴム材を挟んでいる鋼板によりゴム材の変形が拘束され、ゴム材の非圧縮性によってゴム中心部には複雑な3軸応力場が形成される⁵⁾。このような両端を固定されたゴム材が圧縮、曲げ、およびせん断を受ける場合の応力分布については、Gent and Meinecke⁶⁾ が理論的な考察を行っており、同様にKelly⁷⁾ は3軸応力下における積層ゴム支承のせん断剛性、曲げ剛性および圧縮剛性を理論的に導いている。また、積層ゴム支承がせん断力および軸力、または曲げおよび軸力を同時に受ける場合の力学的特性に関しては家村ら⁸⁾、Mori et al.^{9), 10)} が実験・解析面から検討を行っている。一方、建築の分野では、免震建物の高層化や多様化に伴い、積層ゴムが引張状態となることが想定されてきており、積層ゴムの引張状態における力学的特性に関する理論的、実験的検討が進められている^{11), 12)}。しかし、いずれの研究においても、積層ゴム支承の設計照査体系に焦点をあて、下部構造の塑性回転による影響を検討した研究例はない。

以上を踏まえ、本論文では、高減衰積層ゴム支承およ

表-1 実験ケース

実験ケース	橋脚番号	橋脚タイプ	支承
H1	P4	タイプ A	HDR1
H2	P5	タイプ B	HDR2
H3	P6	タイプ C	HDR3
H4	P6	タイプ C	NR

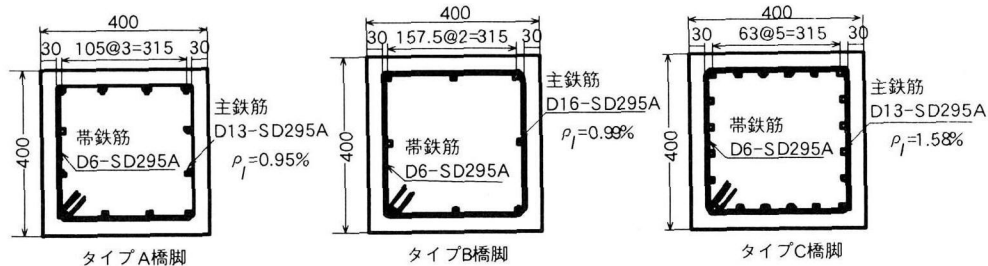


図-1 対象とする橋脚

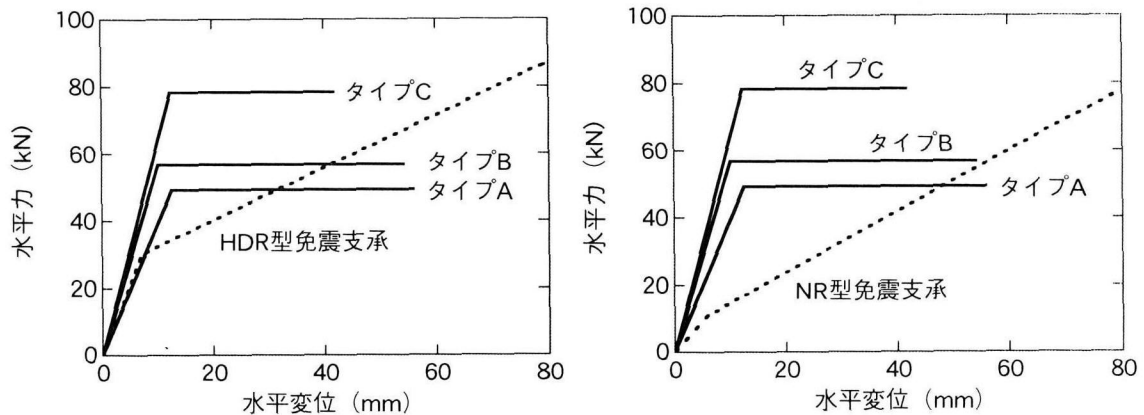


図-2 免震支承と橋脚の水平力～水平変位関係

び天然ゴム支承 (High Damping Rubber Bearing, Natural Rubber Bearing. 以下, HDR 型, NR 型免震支承とそれぞれ呼ぶ) で支持される鉄筋コンクリート橋脚 (以下, RC 橋脚と呼ぶ) に対してハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚の回転変形が免震支承の回転変形に与える影響について検討を行った。

2. 実験供試体および実験方法

2.1 実験ケースおよび実験供試体

表-1 に示す実験 H1～H4 の 4 ケースに対して実験を行った。本実験では、都市部に建設される高架タイプの典型的な多径間連続免震橋梁¹³⁾を対象橋として、これを構成する 1 設計振動単位系を想定し、以下に示すように RC 橋脚の主鉄筋比や帯鉄筋比、橋脚基部および免震支承に作用する面圧や免震支承の有効設計変位などの力学的パラメータを設計し、これらを実験供試体のパラメータとして実橋のスケールにそのまま対応するようにした。このため、ハイブリッド実験を規定する運動方程式の質量ならびにばね定数のスケールは実橋レベルにそのまま

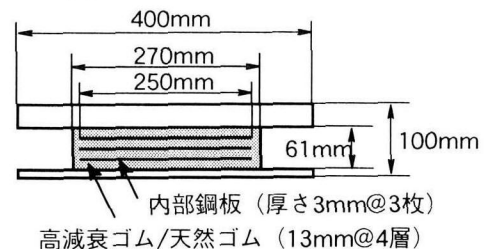


図-3 免震支承

対応している。

RC 橋脚としては、図-1 に示す 3 タイプの橋脚 (以下、タイプ A～C 橋脚と呼ぶ) を用いた。主鉄筋比 ρ_l (面積比) をそれぞれ 0.95%, 0.99%, 1.58% と変化させることによって、図-2 に示すように降伏耐力 P_y^0 を 3 通りに変化させた。帯鉄筋としては、全ての供試体に対して D6/SD295A を 50mm 間隔で橋脚躯体の全高 (タイプ A 橋脚では 1850mm, タイプ B, C 橋脚では 1750mm) にわたって配筋した。帯鉄筋比 ρ_t (体積比) は 0.8% である。なお、図-2 には後述する HDR 型, NR 型免震支承のバイリニアモデルも併せて示した。

免震支承としては 3 基の HDR 型免震支承 (以下, HDR1

表-2 HDR および NR 試験片の物性

物性	HDR		NR
	実験前	実験後	実験前
静的せん断弾性係数 G	11.5	12.7	12.4
硬さ H_s	90	76	66
破断伸び E_b (%)	667	570	655
引張強さ T_b (MPa)	13.3	13.9	27.6
100%, 300%伸び時の 引張応力 $M_{100/300}$ (MPa)	3.8/7.1	3.0/6.5	2.8/9.2

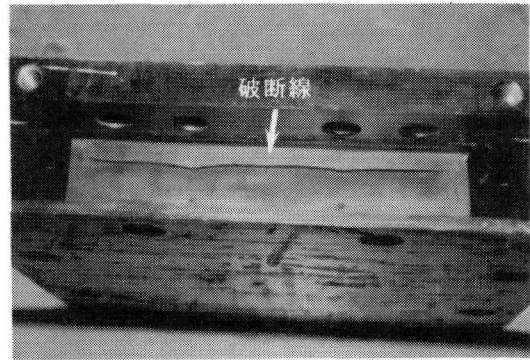


写真-1 破断した免震支承HDR3

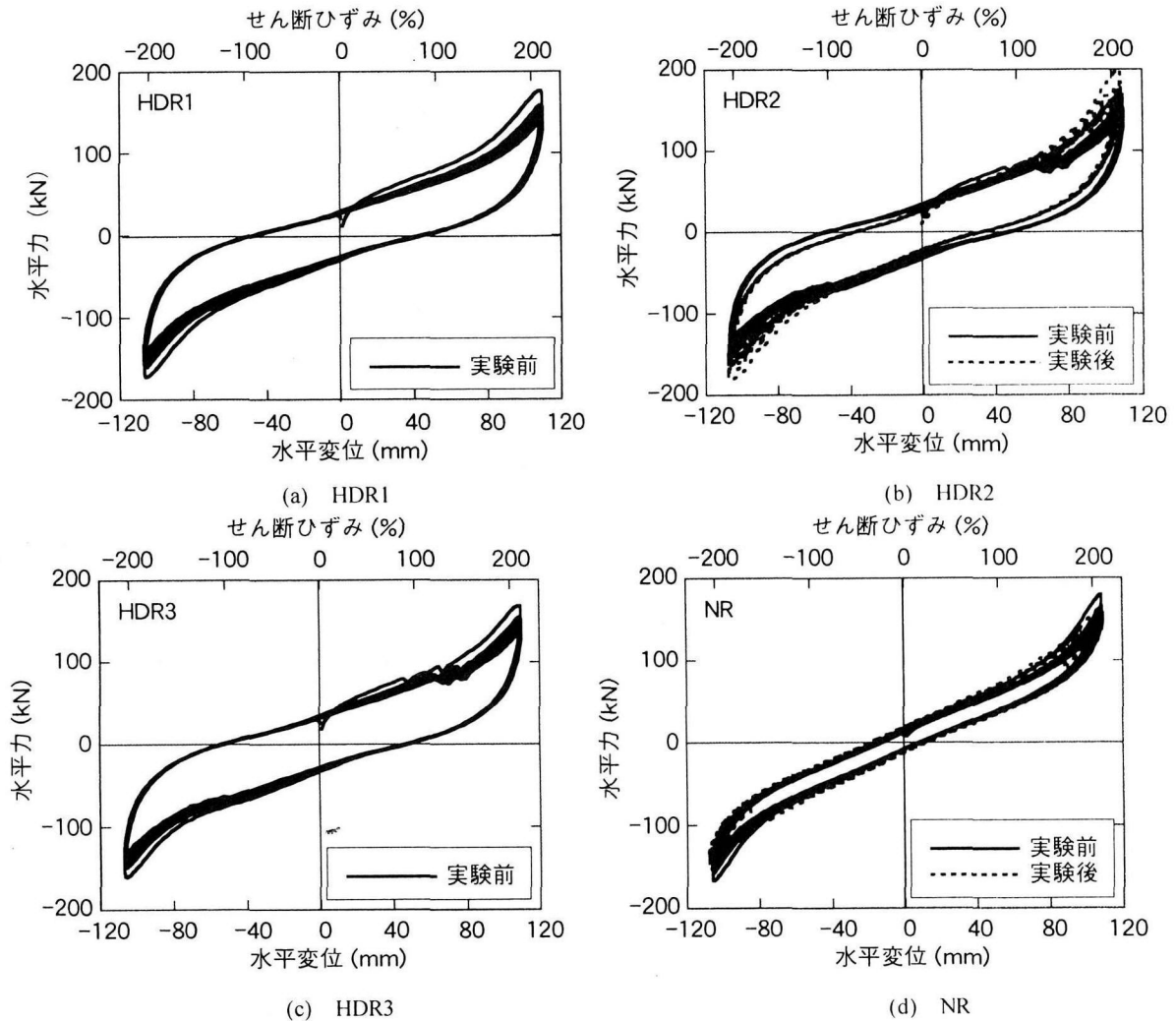
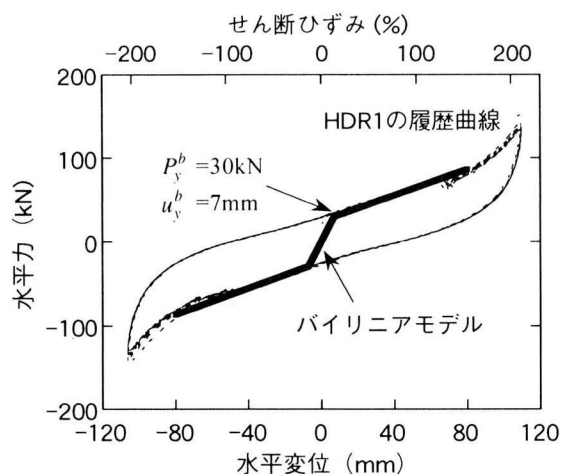


図-4 免震支承の水平力～水平変位関係

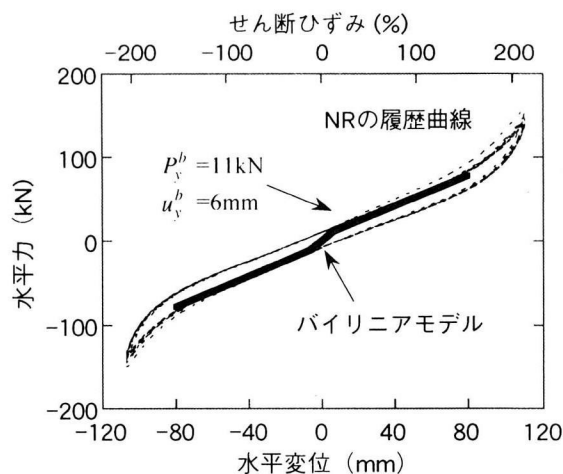
～HDR3 と呼ぶ) および 1 基の NR 型免震支承 (以下, NR と呼ぶ) を用いた. 4 基の免震支承はいずれも同一仕様で設計されており, 図-3 に示すように同一の形状・寸法となっている. 免震支承は厚さ 13mm×4 層のゴム層と厚さ 3mm×3 層の内部鋼板で構成されており, □400mm の上下面の鋼板によって上面はアクチュエーター取り付け用の治具に, 下面は RC 橋脚の天端にそれぞれ固定されている. 最大支承反力 R_{max} , 最小支承反力 R_{min} をそれぞれ 160kN, 100kN と仮定し, 設計変位 u_R を 80mm, 有効設計変位 u_{Re} を 56mm (せん断ひずみ

$\tau = u_{Re} / \sum t_e = 108\%$) として設計した. なお, 表-2 には, HDR 型ならびに NR 型免震支承に使用したゴム材のダンベル状試験片に対する硬さ, 破断伸び, 引張強さなどの基本物性¹⁴⁾を示す. なお, 後述するように実験 H3 では写真-1 に示すように HDR3 が最終的に破断した. このため, HDR3 に関しては破断前後における物性の変化を調べるため, ハイブリッド実験後, 破断面近傍からダンベル状試験片を採取し, 上記の基本物性を再度求めた. 表-2 にはこれらの結果も示している.

図-4 には, これらの免震支承に対して, 2.6MPa の面



(a) HDR



(b) NR

図-5 免震支承のバイリニアモデル

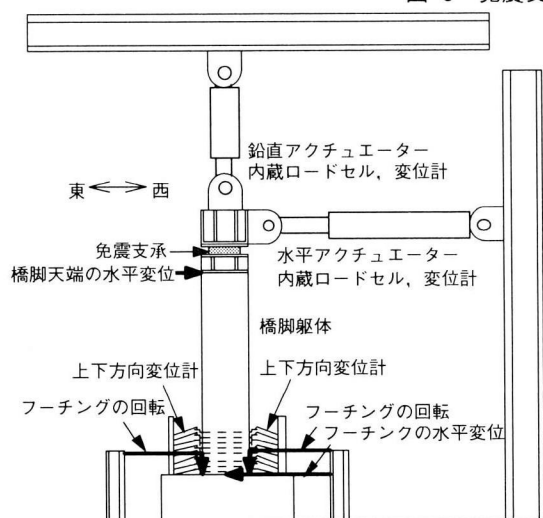


図-6 載荷状況

圧 (鉛直荷重 160kN) を作用させ、最大振幅 $\pm 104\text{mm}$ (せん断ひずみ $\tau=200\%$) で繰り返し載荷実験を行った結果を示す。加振周期は 50 秒とし、 10 回の繰り返し載荷を行った。なお、HDR2 および NR に対しては、ハイブリッド実験を実施した後に再度繰り返し載荷実験を行い、実験前後の水平力～水平変位関係の変化を調べた。図-4 にはそれらの結果も示している。図-4 によれば、HDR1～HDR3 は前述したように同一仕様で設計されているため、水平力～水平変位の履歴曲線とはほぼ一致する。このため、HDR 型免震支承に関しては、図-5(a)に示すように HDR1 に対して行った繰り返し載荷実験より得られた履歴曲線をバイリニア型にモデル化し⁴⁾、これより得られた 1 次剛性 K_1^b を用いてハイブリッド実験の載荷開始時において必要となる免震支承/RC 橋脚系 (以下、全体系と呼ぶ) の初期剛性 K_0 を求めた¹⁵⁾。NR 型免震支承に関しても同様の理由により図-5(b)に示すようにバイリニア型でモデル化した。

2.2 実験方法

ハイブリッド実験では、図-6 に示すように橋脚基部に

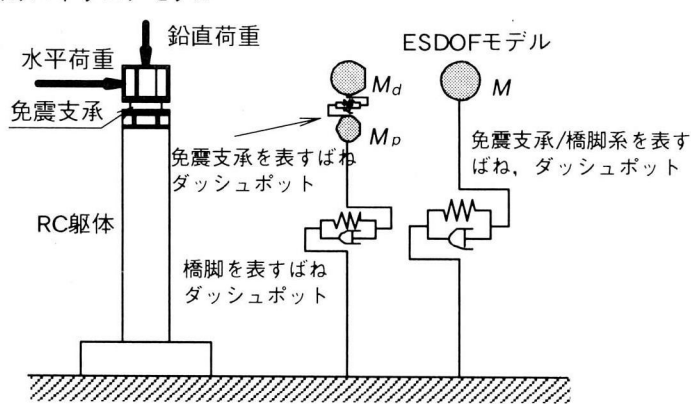


図-7 ハイブリッド実験のモデル化

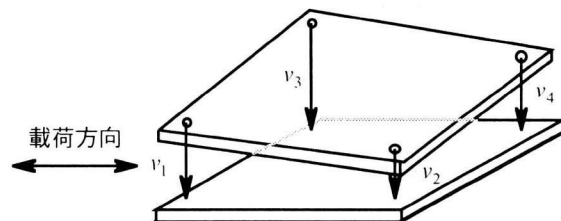


図-8 免震支承の回転角の計測

おける軸応力が 1.23MPa となるように一定軸力 (191.7kN) を作用させた状態で、水平アクチュエーターを免震支承の上部に取り付け、全体系に載荷した。軸力は前述したように典型的な都市高架タイプの多径間連続免震橋の 1 基の下部構造が分担する死荷重から定めたものである。免震支承には、橋脚よりも断面積が小さいため、 3.2MPa の面圧が作用している。

実験では全体系を図-7 に示すように 1 質点 1 自由度系 (以下、ESDOF モデルと呼ぶ) としてモデル化した。モデル化の詳細、すなわちハイブリッド実験を規定する運動方程式の質量 M や減衰定数 h のモデル化、前述した載荷開始時において必要となる初期剛性 K_0 の扱い方については参考文献 15) に詳述しているため、ここでは割愛する。また、数値積分法としては、HHT α -法¹⁶⁾を採用した Shing ら¹⁷⁾による計算アルゴリズムを用いた。

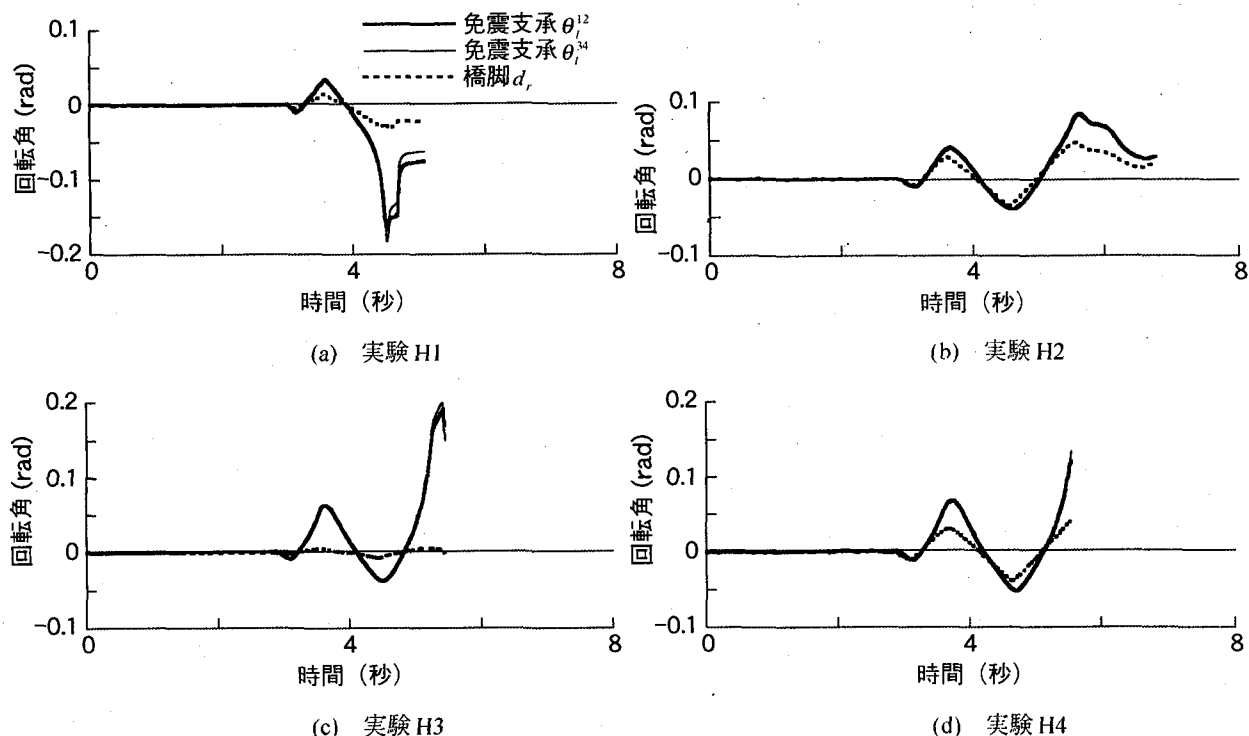


図-9 免震支承の回転角と橋脚のドリフトの時刻歴

入力地震動としては、直下型地震による断層近傍の地震動を想定し、1995年の兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分記録の振幅を50%に縮小した加速度波形（以下、Kobe50%と呼ぶ）を用いた。ここで、入力加速度の振幅を50%に縮小したのは、これ以上の振幅で載荷すると、免震支承の下部鋼板の変形、免震支承自体の破断、外部変位計の不備などの計測上の問題が生じるとともに、後述するアクチュエーター取り付け用の治具の回転の影響が顕著になったためである。なお、2.1で述べたように本実験供試体の力学的パラメータは実橋レベルにそのまま対応しているため、後述する実験供試体の応答は入力加速度の振幅のスケールにそのまま対応したものである。

載荷に伴う免震支承の回転変形を計測するため、図-8に示すように支承の4隅において支承の上部鋼板に対する下部鋼板の相対鉛直変位 $v_1 \sim v_4$ を計測した。これらの相対鉛直変位を用いて、 $v_1 \sim v_2$ 間、 $v_3 \sim v_4$ 間、 $v_1 \sim v_3$ 間、 $v_2 \sim v_4$ 間の回転角 θ_1^{12} 、 θ_1^{34} 、 θ_1^{13} 、 θ_1^{24} を求めた。なお、本実験では水平および鉛直アクチュエーターのスイベルヘッドがピン構造であるため、図-6に示したアクチュエーター取り付け用の治具の載荷軸および載荷直角軸まわりの回転を完全に除去することはできなかった。このため、治具の回転が後述する免震支承の回転角に若干影響を与えており、結果の解釈にはこの点に留意する必要がある。しかし、現実的にはスイベルの摩擦により治具の回転は後述するRC橋脚の回転角に比較して1/10程度と小さかったため、ここでは、本載荷方法によって図-7に示したせん断方向の1自由度をほぼ達成することが

できたと判断し、以下では実験より得られた結果を論じることとした。

また、橋脚のドリフト d_r は橋脚基部に大きな塑性変形が生じた場合でも数%程度であるので、橋脚に生じる回転角 θ_p は橋脚のドリフト d_r とほぼ同等と仮定することができる。したがって、ここでは橋脚に生じる回転角 θ_p は橋脚のドリフト d_r と同等として次式のように求めることとした。

$$\theta_p \approx d_r \equiv \frac{u^p}{h^p} \quad (1)$$

ここで、 d_r ：ドリフト、 u^p ：橋脚天端に生じる水平変位、 h^p ：橋脚基部から天端までの距離である。

3. 免震支承と橋脚の回転変位

図-9には、各実験ケースにおける免震支承の回転角および橋脚のドリフトの時刻歴を示す。また、図-10には、この場合の免震支承の回転角と橋脚のドリフトの履歴を示す。なお、いずれの実験においても、免震支承の鋼板の変形、免震支承の破断、供試体全体の傾斜、計測センサーの不備などが生じたため、計測不能となる前の精度が保証できる時刻までのデータを示している。

これらによれば、いずれの実験においても、免震支承には最大0.086～0.21radの回転変形が生じていることがわかる。橋脚のドリフト、すなわち橋脚天端に生じる回転角の最大値は0.022～0.067radであるから、免震支承には橋脚の回転変形の1.8～9.5倍の回転変形が生じたこ

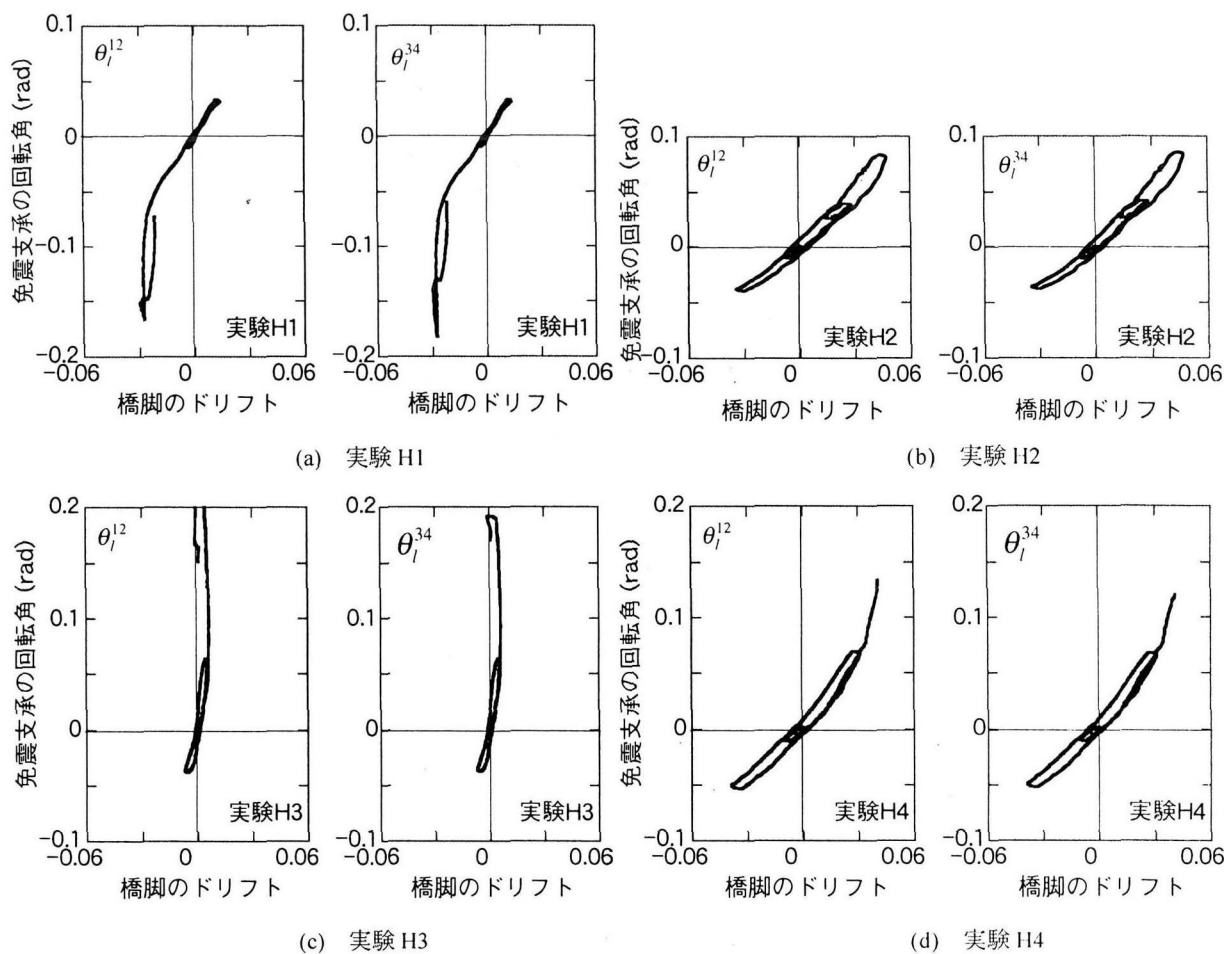


図-10 免震支承の回転角と橋脚のドリフトの履歴

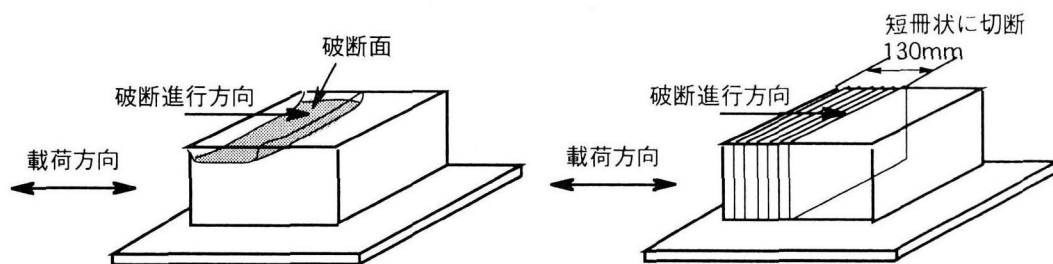


図-11 HDR3 に対する解剖試験

となる。特に、免震支承 HDR3 が破断した実験 H3 では最大 0.21rad の回転変形が免震支承に生じている。図-9 および図-10 に示した免震支承の回転角には、前述したように水平アクチュエーターのスイベルの回転角の影響が含まれているが、橋脚の回転変形の影響だけを見込んでも、ゴム支承の設計において活荷重に対して想定される $1/150 (=0.0067)\text{rad}$ (桁端部)、 $1/300 (=0.0033)\text{rad}$ (中間橋脚) の回転角²⁾ よりも 10 倍程度大きな回転角が生じるという点が重要である。橋脚の塑性回転角の増大に起因して生じる免震支承の回転変形の影響を免震支承の設計に考慮する必要があると考えられる。

なお、表-2 には、前述したように破断前後の HDR3 の物性の変化を調べた結果を示す。これによれば、硬さ

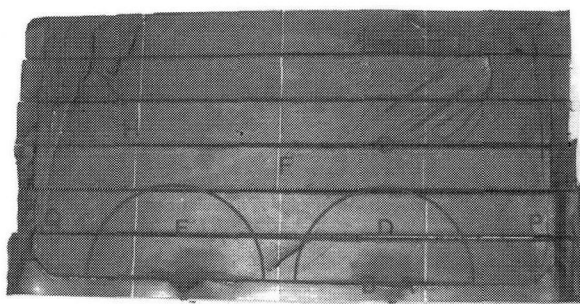


写真-2 免震支承HDR3の破断面

と破断伸びについては破断後の方が破断前よりも 1~2 割程度低下しているが、引張強さについては破断前後で

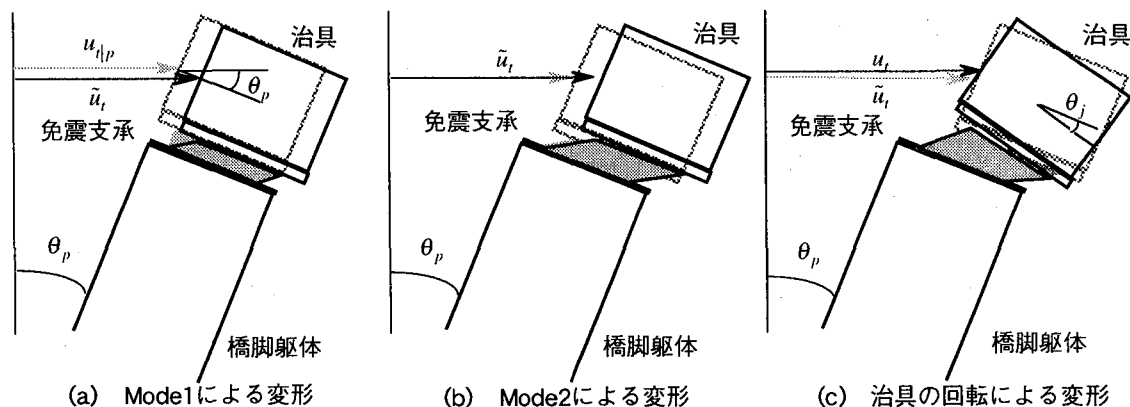


図-12 免震支承の変形モード

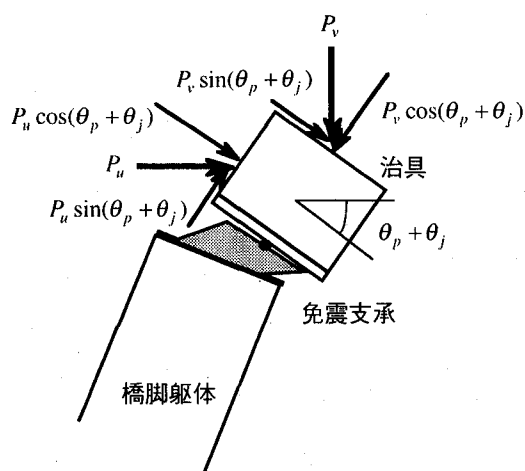


図-13 免震支承に作用する力

ほとんど変化していない。一度、荷重や温度などの何らかの外乱を受けていても引張強さが 10MPa 以上あれば、ゴム分子間の架橋構造が崩れたり、配向や結晶化が生じている可能性は低いと言われていることから^{18), 19)}、ゴム材料自体に実験前から問題があった可能性は低いと考えられる。さらに、破断の発生や進展の機構を明らかにするため、図-11 に示す解剖試験を行い、破断面の観察を行った²⁰⁾。解剖した破断面の様子を写真-2 に示す。写真-2 の破断面は写真-1 に示した HDR3 の破断線の下側部分を示したものである。HDR3 の破断機構としては、A, B 部および C 部に局部応力が集中し、破壊が発生し、中央部 D, E, F に進展していき、その破壊に追従して被覆ゴム部分 X, Y の破壊が開始し、順次破壊が G, H 部に進行したものと推察される。

4. 免震支承に生じる局部せん断ひずみ

前述したように免震支承の回転角には免震支承とアクチュエーター間に取り付けられた治具の回転の影響が含まれている。このため、ここでは、橋脚の回転によって免震支承に生じる回転が橋脚の回転量とほぼ同程度と考え、式(1)より求められる橋脚の回転角 θ_p を用いて治具の回転角 θ_j を次式より求めることとした。

$$\theta_j = \bar{\theta}_b - \theta_p \quad (2)$$

ここで、 $\bar{\theta}_b$ は免震支承の載荷軸方向に対する平均回転角で、免震支承の載荷軸方向の回転角 θ_b^{12} 、 θ_b^{34} を用いて次式により求めた。

$$\bar{\theta}_b = \frac{1}{2}(\theta_b^{12} + \theta_b^{34}) \quad (3)$$

また、水平方向アクチュエーターで計測される全体系の水平変位 u_t には、前述した治具の回転角 θ_j によって生じる水平変位 u_j が含まれるので、ここでは、全体系に生じる水平変位 $\tilde{u}_t$ を次式により補正した。

$$\tilde{u}_t = u_t - u_j \quad (4)$$

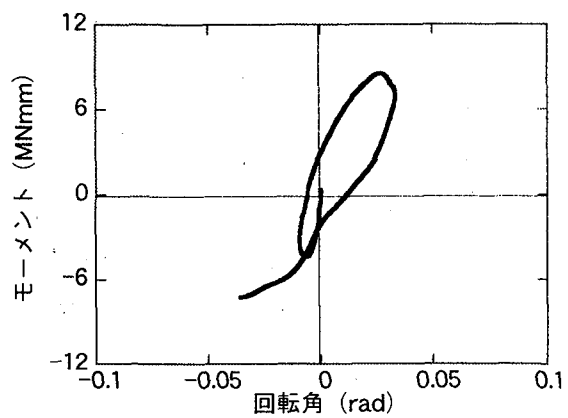
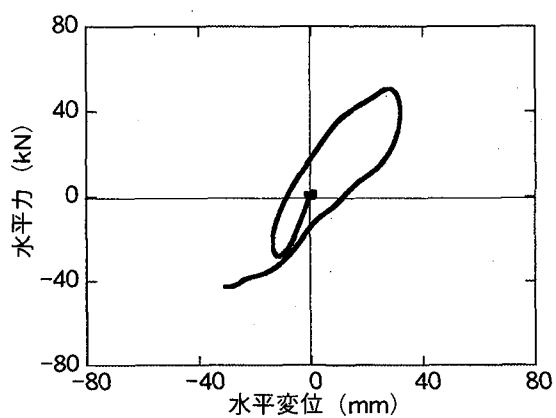
ここで、治具の回転角 θ_j によって生じる水平変位 u_j は、治具の載荷軸方向長さを D_j (=300mm) とおき、次式により求めた。

$$u_j = \frac{1}{2} D_j (1 - \cos \theta_j) \quad (5)$$

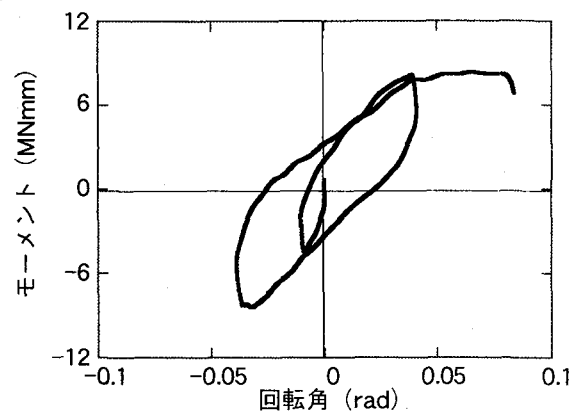
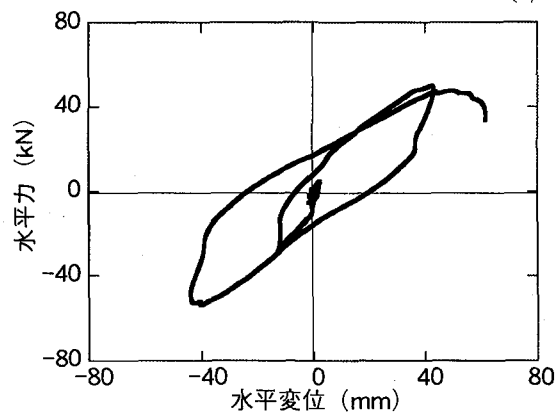
いま、免震支承+治具の変形は、図-12 に示す Model, Mode2 の2つの変形モードの重ね合わせによって生じると考えられる。Model は免震支承のせん断変形によって治具も追従するモードで、Mode2 は治具が並進し、免震支承の変位がこれに追従するモードである。これらの2つの変形モードを考慮すると、免震支承に生じる水平変位 $\tilde{u}_b$ は式(1)~(5)を用いて次式のように求められる。

$$\tilde{u}_b = \frac{\tilde{u}_t - u_{lp}}{\cos(\theta_p - \theta_{md2})} \cos \theta_{md2} \quad (6)$$

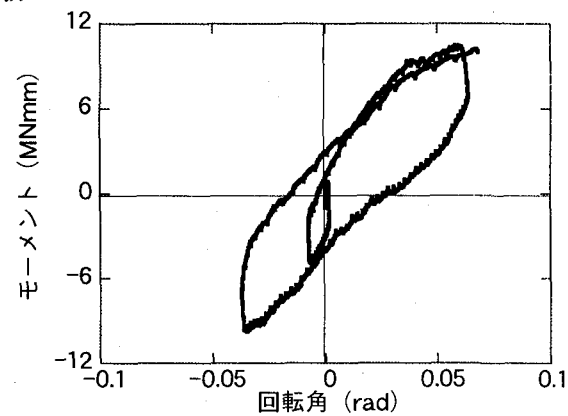
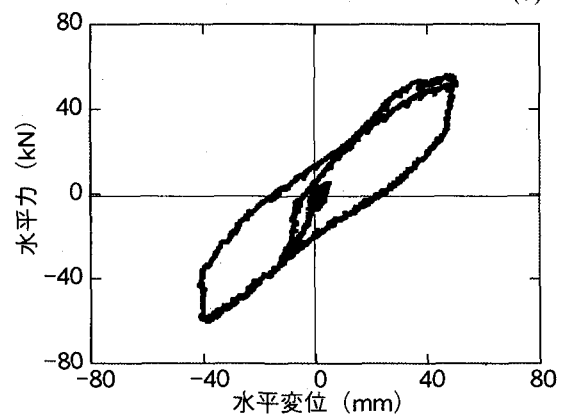
ここで、 u_{lp} ：橋脚の回転角 θ_p の寄与によって載荷点に生じる水平変位、 θ_{md2} ：Mode2 の寄与による回転角である。しかし、本実験では、免震支承+治具は鉛直アクチュエーターにより 191.7kN の一定軸力を受けているので、



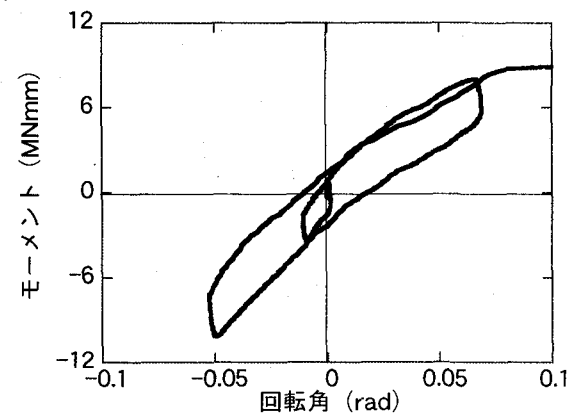
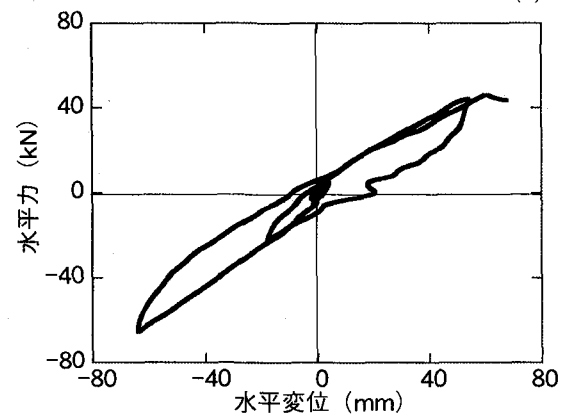
(a) 実験 H1



(b) 実験 H2



(c) 実験 H3



(d) 実験 H4

図-14 免震支承の水平力～水平変位関係およびモーメント～回転角関係

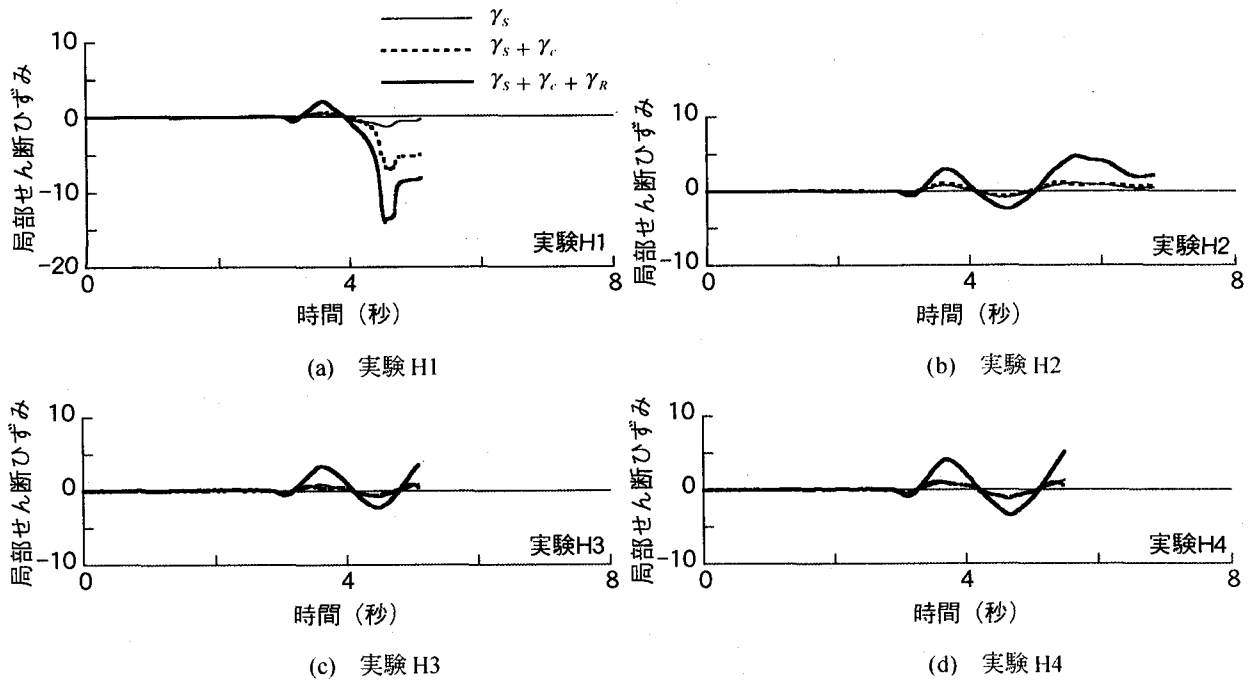


図-15 局部せん断ひずみ

免震支承+治具には Mode2 による変形は生じにくいと考えられる。このため、ここでは、 $\theta_{md} \approx 0$ と仮定し、免震支承に生じる水平変位 $\tilde{u}_b$ を次式より求めた。

$$\tilde{u}_b = \frac{\tilde{u}_t - u_{tp}}{\cos \theta_p} \quad (7)$$

一方、免震支承に生じる鉛直方向変位 $\tilde{v}_b$ (免震支承の圧縮方向を正とする) は図-8 に示した相対鉛直変位 $v_1 \sim v_4$ の平均をとり、次式により求めることとした。

$$\tilde{v}_b = \frac{1}{4}(v_1 + v_2 + v_3 + v_4) \quad (8)$$

また、図-13 によれば、免震支承に作用する水平力 P_u^b 、鉛直力 P_v^b (免震支承の圧縮方向を正とする)、免震支承の上部鋼板中央点回りのモーメント M^b は次式のように求められる。

$$P_u^b = P_u \cos(\theta_p + \theta_j) + P_v \sin(\theta_p + \theta_j) \quad (9)$$

$$P_v^b = P_v \cos(\theta_p + \theta_j) - P_u \sin(\theta_p + \theta_j) \quad (10)$$

$$M^b = \frac{1}{2} P_u (\cos(\theta_p + \theta_j) + \sin(\theta_p + \theta_j)) \cdot D_j + P_v \sin(\theta_p + \theta_j) \cdot D_j \quad (11)$$

ここで、 P_u 、 P_v はそれぞれ水平および鉛直アクチュエーターにより計測された力である。 P_u としては水平アクチュエーターにより計測された力をそのまま用いたが、 P_v に関しては全体系の水平変形に伴う鉛直アクチュエーターの傾斜量を考慮して補正した。

以上より、免震支承の水平力 $P_u^b \sim$ 水平変位 $\tilde{u}_b$ 、およびモーメント $M^b \sim$ 回転角 $\bar{\theta}_b$ の履歴曲線を実験 H1 ～ H4 に対して求めると図-14 のようになる。これによれば、いずれの実験においても、免震支承には水平力～水平変位の履歴だけでなく、モーメント～回転角関係にも大きな履歴が生じていることがわかる。

ここで、免震支承の局所せん断ひずみ γ は次式より求められる^{2), 3)}。

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_R \quad (12)$$

ここで、 γ_s 、 γ_c 、 γ_R はそれぞれ水平変位、鉛直変位、回転角によって生じる局部せん断ひずみで、式(7)、式(8)、式(3)より求められる免震支承の水平変位 $\tilde{u}_b$ 、鉛直変位 $\tilde{v}_b$ 、平均回転角 $\bar{\theta}_b$ を用いて以下のように求められる。

$$\gamma_s = \frac{\tilde{u}_b}{\sum t_c} \quad (13)$$

$$\gamma_c = \frac{8.5 \cdot S \cdot \tilde{v}_b}{\sum t_c} \quad (14)$$

$$\gamma_R = \frac{2(1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \frac{\bar{\theta}_b}{n} \quad (15)$$

ここで、 S ：形状係数、 β ：内部補強鋼板の橋軸直角方向幅 b を橋軸方向幅 a で除した値、 n ：ゴム層数である。本免震支承の場合は $\beta=1$ 、 $n=4$ であり、また、形状係数 S は次式のようになる。

$$S = \frac{A_R}{2(a+b)t_c} = 4.8 \quad (16)$$

ここで、 A_R は免震支承の支圧面積（25cm×25cm）である。

以上より、実験 H1～H4 において水平変位、鉛直変位、回転角によって生じた局部せん断ひずみ γ_s , γ_c , γ_R をそれぞれ求め、 γ_s , $\gamma_s + \gamma_c$, $\gamma_s + \gamma_c + \gamma_R$ を求めると図-15 のようになる。これによれば、いずれの実験においても回転角によって生じた局部せん断ひずみ γ_R の寄与が最も大きく、この結果、免震支承に生じる局部せん断ひずみ γ が 5～10 程度の大きな値となっている。

免震支承に生じる局部せん断ひずみ γ の照査は次式によって行われる^{2), 3)}。

$$\gamma \leq \frac{\gamma_u}{f_s} = \frac{4 \sim 5}{1.2} = 3.3 \sim 4.2 \quad (17)$$

ここで、 γ_u はゴムの破断ひずみで、静的せん断弾性係数が 1.2MPa 程度の HDR および NR の場合は $\gamma_u = 4 \sim 5$ (400～500%) 程度とされている。 f_s は局部せん断ひずみに対する安全率で、地震時保有水平耐力法による設計では $f_s = 1.2$ とされる場合が多い。

図-15 によれば、いずれの実験においても免震支承には式(17)右辺より求められる局部せん断ひずみの許容値 γ_u/f_s の 2～3 倍程度の局部せん断ひずみが生じており、これが回転角による局部せん断ひずみ γ_R に起因していることがわかる。しかし、現行の積層ゴム支承の地震時を想定した局部せん断ひずみの照査では、式(15)のゴムの回転角に対する規定がなく、前述したように常時を想定した照査において活荷重による桁の回転を見込んでいだけである。地震時保有水平耐力法レベルの免震支承の局部せん断ひずみの照査においては、橋脚基部の塑性ヒンジ化に伴う橋脚の回転角相当の回転角を想定する必要があると考えられる。ここでは、式(15)において回転角による局部せん断ひずみ γ_R を求める際に、免震支承の回転角 $\bar{\theta}_b$ として実験値を用いたが、積層ゴム支承の地震時を想定した照査においては、 $\bar{\theta}_b$ を次式のように橋脚に許容されるドリフト θ_p^a に置き換えて照査する必要がある。

$$\bar{\theta}_b = \theta_p^a \quad (18)$$

なお、橋脚に許容されるドリフト θ_p^a としては、典型的な都市高架橋タイプの RC 単柱式橋脚の場合、かぶりコンクリートの剥離が生じる程度の損傷を想定すると、0.02～0.03 程度である。

5. 結論

本論文では、高減衰積層ゴム支承および天然ゴム支承で支持される RC 橋脚に対してハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚の回転変形が免震支承の回転変形に与える影響について検討を行った。本検討の結果、得られた

知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 本実験では、橋脚の回転の影響により、いずれの実験でも免震支承には、積層ゴム支承の設計において活荷重に対して想定される 1/150rad (桁端部)～1/300rad (中間橋脚)の回転角よりも 10 倍程度大きな回転角が生じた。
- 2) 免震支承の水平変位、鉛直変位、回転角によって生じる局部せん断ひずみ γ_s , γ_c , γ_R をそれぞれ求めると、いずれの実験においても回転角によって生じた局部せん断ひずみ γ_R が最も大きく、このため、免震支承に生じる局部せん断ひずみ γ は 5～10 程度となった。これは積層ゴム支承の設計で考えられている局部せん断ひずみの許容値の 2～3 倍程度の大きな値である。
- 3) 上記 1) および 2) より、地震時保有水平耐力法レベルの設計においては、橋脚基部の塑性ヒンジ化に伴う橋脚の塑性回転を想定するため、これに起因して生じる橋脚の回転角相当の回転角を免震支承の局部せん断ひずみの照査に考慮する必要がある。

謝辞：ゴム材料の物性および力学特性に関しましては、(株)ブリヂストンの末安知昌、須藤千秋、潤田久也の各氏に貴重なご助言をいただきました。また、載荷実験に際しましては、東京工業大学の斎藤淳氏(現、ハザマ)を始め、同大学院の堺淳一、宇根寛、剣持安伸、米田慶太の各氏に大変お世話になりました。また、実験の後かたづけや成果のまとめにあたっては、平成 11 年度土木学会吉田研究奨励賞の助成を活用させていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.11.
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991.
- 3) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.
- 4) 庄司学，川島一彦，斎藤淳：免震支承と RC 橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性に関する実験的検討，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.81-100，2001.7.
- 5) 高山峯夫：免震部材の特性とモデル化，建築技術，1996.10.
- 6) Gent, A. N. and Meinecke, E. A. : Compression, Bending and Shear of Bonded Rubber Blocks, *Polymer Engineering and Science*, 10(1), pp.48-53, 1970.
- 7) Kelly, J. M. : *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, 2nd Edition, Springer, 1997.
- 8) 家村浩和，五十嵐晃，陳友真，中島裕之：曲げ・変動軸力載荷条件下における免震支承の復元力特性，第 1 回免震・制震コロキウム講演論文集，土木学会，pp.305-312，1996.11.
- 9) Mori, A., Moss, P. J., Cooke, N. and Carr, A. J. : The Behavior of Bearings Used for Seismic Isolation under Shear and Axial Load, *Earthquake Spectra*, Vol.

- 15, No. 2, pp.199-224, 1999.
- 10) Mori, A., Moss, P. J. , Cooke, N. and Carr, A. J. : The Behavior of Bearings Used for Seismic Isolation under Rotation and Axial Load, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 2, pp.225-244, 1999.
- 11) 瓜生満, 西川孝夫: 免震用積層ゴムの引張状態における力学特性, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.2759-2764, 1998.
- 12) 菊池優, 北村佳久, 林章二, 河島庸一, 坂口達, 山田親文: 引張力を受ける積層ゴムの復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 524 号, pp.57-64, 1999.10.
- 13) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 14) 社団法人日本鉄道車輛工業会: 新版防振ゴム, 1998.
- 15) 川島一彦, 庄司学, 斎藤淳: ハイブリッド実験による免震橋の非線形地震応答特性に関する検討, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.65-84, 2001.10.
- 16) Hilber, H. M., Hughes, T. J. R. and Taylor, R. L.: Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.5, pp.283-292, 1977.
- 17) Shing, P. B., Vannan, M. T. and Cater, E.: Implicit Time Integration for Pseudodynamic Tests, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.20, pp.551-576, 1991.
- 18) Treloar, L. R. G. : *The Physics of Rubber Elasticity*, Oxford, 2nd ed., 1958.
- 19) 日本ゴム協会編: 新版ゴム技術の基礎, 1999.
- 20) 深堀美英: 高分子材料へのフラクトグラフィーの導入(1), 日本ゴム協会誌, 第 55 巻, 第 2 号, pp.82-103, 1982.

(2001 年 9 月 14 日受付)