

橋脚の塑性化が積層ゴム支承の回転変形 に与える影響

庄司学¹・川島一彦²

¹正会員 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フェロー 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）

1. はじめに

免震設計では、積層ゴム支承による長周期化と減衰性付与によって橋脚の応答を弾性域内に抑えることを基本とする。長周期化を達成すればするほど上部構造から下部構造に伝達される地震力は低減できる。しかし、過度に長周期化すると、上部構造の応答変位の増大を招き、隣接桁間の衝突などの別の問題が生じるため、道路橋示方書では免震橋の長周期化の程度として、非免震橋の固有周期の2倍程度とすることを推奨している¹⁾。

このような場合には、免震設計においても橋脚が塑性化する可能性があり、積層ゴム支承には橋脚の塑性化に伴って回転変形が生じる可能性がある。しかし、現行の積層ゴム支承の設計では、活荷重を想定し、1/300～1/150rad程度の回転変形を考慮するのみである²⁾。また、既往の研究では積層ゴム支承単体の回転変形に対して理論的・実験的検討がなされているが³⁾、⁴⁾、積層ゴム支承の設計照査体系に焦点を当て、橋脚の塑性化が積層ゴム支承の回転変形に与える影響に関して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び天然ゴム支承（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、橋脚の塑性化が積層ゴム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

実験ケースを表-1に示す。ここでは、典型的な都

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

市高架タイプの多径間連続免震橋⁵⁾を構成する1設計振動単位系を想定し、以下のように実験供試体のパラメーターを設定した。

橋脚としては図-1に示す3タイプ（以下、タイプA～C橋脚と呼ぶ）を用い、主鉄筋比 ρ_l （面積比）を0.95%、0.99%、1.58%の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_s （体積比）は0.8%である。

積層ゴム支承としては3基のHDR型免震支承（以下、HDR1～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基の積層ゴム支承は同一仕様で設計されているため、図-2に示すように同一の形状・寸法となっている。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 $\tau=108\%$ ）として設計した。

2.2 実験方法

実験では、図-3に示すように橋脚基部における軸応力が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によって積層ゴム支承/RC橋脚系に載荷した。積層ゴム支承/RC橋脚系を図-4に示すように1質点1自由度系（以下、ESDOFモデルと呼ぶ）でモデル化し、数値積分

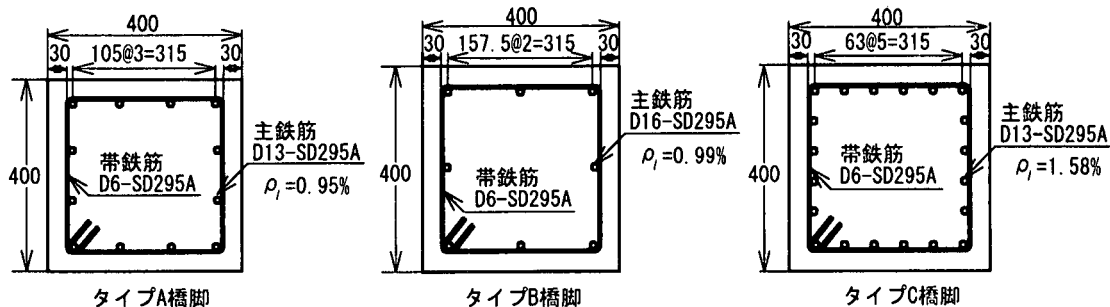


図-1 RC橋脚断面

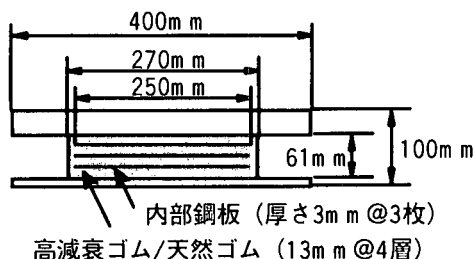


図-2 積層ゴム支承

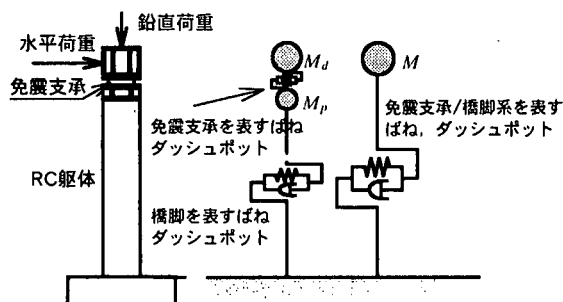


図-4 ハイブリッド実験におけるモデル化

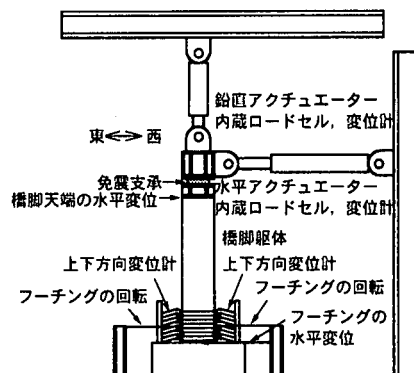


図-3 载荷状況

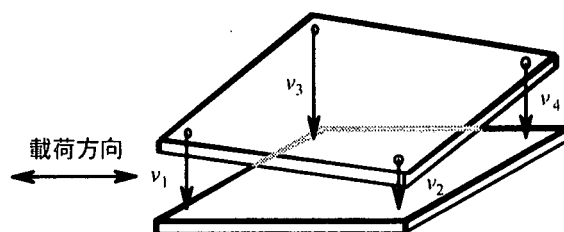


図-5 積層ゴム支承の回転角の計測

法としてはShing et al.⁶⁾による計算アルゴリズムを用いた。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%に調整した加速度波形(以下、Kobe50%と呼ぶ)を用いた。

積層ゴム支承の回転変形を計測するため、図-5に示すように支承の4隅において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_{12} , θ_{13} , θ_{24} , θ_{34} を求めた。また、橋脚に生じる回転角 θ_p は次式より求めることとした。

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

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. 積層ゴム支承と橋脚の回転変位

図-6は積層ゴム支承の回転変位および橋脚のドリフトの時刻歴を各実験ケースに対して示した結果である。いずれの実験においても積層ゴム支承の鋼板の変形、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、ここでは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。

図-6によれば、積層ゴム支承および橋脚にはそれぞれ最大で0.086～0.21rad、0.022～0.067radの回転変形が生じており、支承には橋脚の1.8～9.5倍の回転変形が生じていることがわかる。橋脚の塑性回転の影響によって、積層ゴム支承には活荷重に対して想定される1/150(=0.0067)～1/300(=0.0033) rad程度の回転角²⁾よりも1オーダー大きな回転角が生じている。橋脚の塑性回転が積層ゴム支承の回転変形に

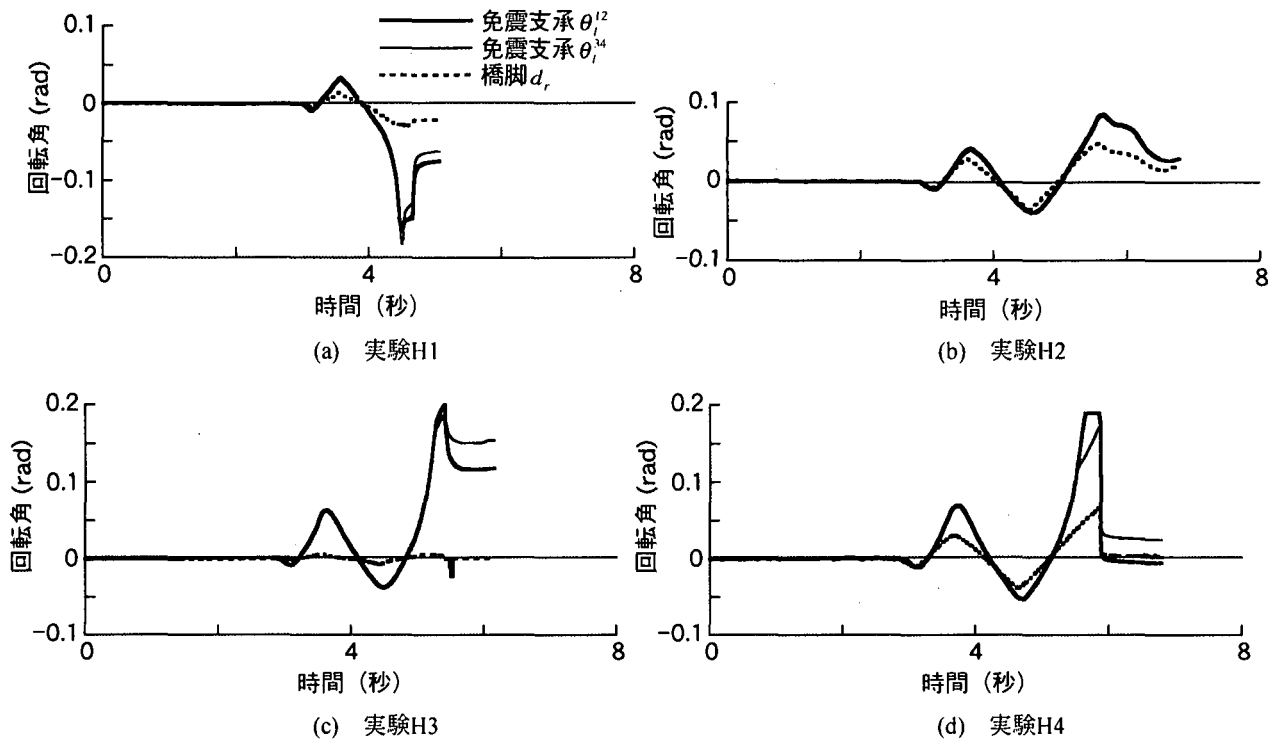


図-6 積層ゴム支承の回転角と橋脚のドリフトの時刻歴

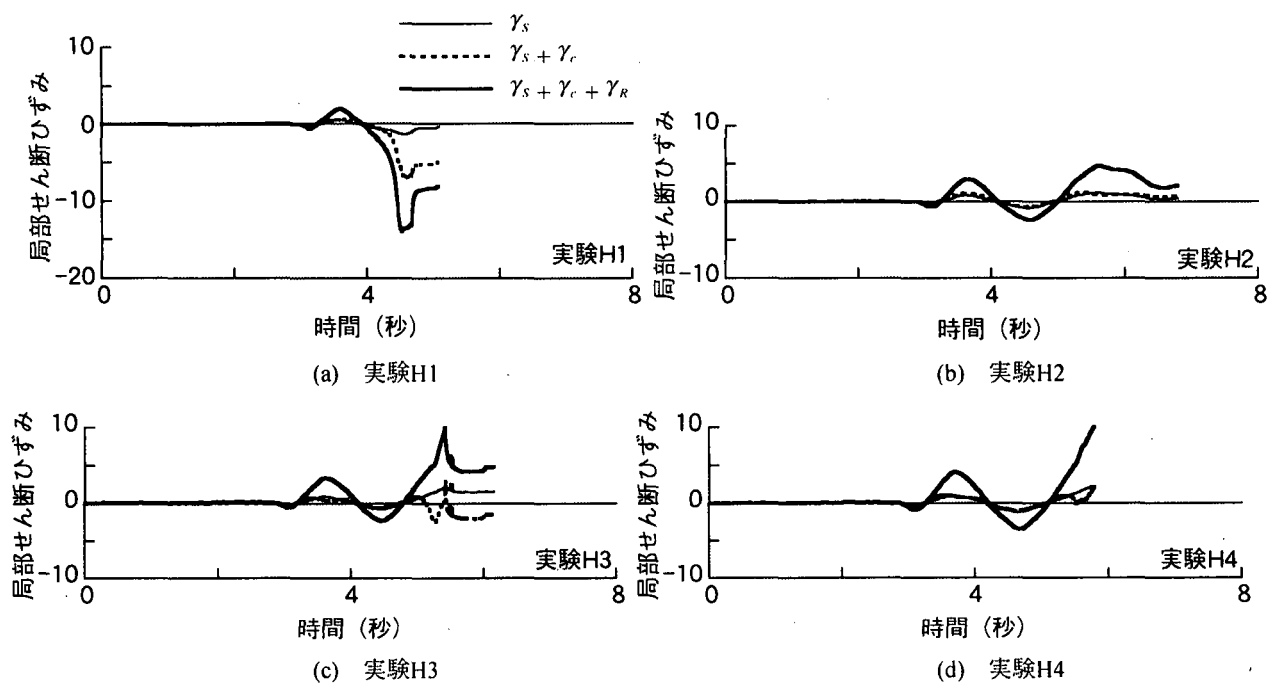


図-7 局部せん断ひずみ

与える影響を積層ゴム支承の設計に考慮していく必要があると考えられる。

って生じる局部せん断ひずみをそれぞれ γ_s , γ_r , γ_R とすると、積層ゴム支承に生じる全体の局所せん断ひずみ γ は次式より求められる^{2), 7)}。

4. 積層ゴム支承に生じる局部せん断ひずみ

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_R \quad (2)$$

積層ゴム支承の水平変位、鉛直変位、回転角によ

ここで、 γ_s , γ_r , γ_R は免震支承に生じる水平変位

$\bar{u}_b$, 鉛直変位 $\bar{v}_b$, 回転角 $\bar{\theta}_b$ を用いて次式のように求められる.

$$\gamma_s = \frac{\bar{u}_b}{\sum l_r} \quad (3)$$

$$\gamma_c = \frac{8.5 \cdot S \cdot \bar{v}_b}{\sum l_r} \quad (4)$$

$$\gamma_r = \frac{2(1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \frac{\bar{\theta}_b}{n} \quad (5)$$

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. 本実験供試体の場合は $S=4.8$, $\beta=1$, $n=4$ である.

これより, 積層ゴム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), 7)}.

$$\gamma \leq \frac{\gamma_u}{f_s} = \frac{4 \sim 5}{1.2} = 3.3 \sim 4.2 \quad (6)$$

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¹⁾.

ここで, 図-7 は各実験ケースに対する γ_s , γ_c , γ_r ($=\gamma_s+\gamma_c+\gamma_r$) の時刻歴を示した結果である. これによれば, いずれの実験においても回転角による局部せん断ひずみ γ_r の寄与が最も大きく, この結果, 積層ゴム支承に生じる全体の局船せん断ひずみ γ が許容値 γ_u/f_s (式(6)右辺) の 2~3 倍程度の大きな値となっている. 地震時保有水平耐力法では橋脚の塑性化を想定するため, 積層ゴム支承の局部せん断ひずみの照査においてはその影響を考慮する必要があると考えられる.

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, 橋脚の塑性化が積層ゴム支承の回転変形に与える影響について検討を行った. 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, 橋脚の塑性回転の影響により積層ゴム支承には, 活荷重に対して想定される 1/300~1/150rad の回転角よりも 1 オーダー大きな回転角が生じた.
- 2) 回転角によって生じる局部せん断ひずみ γ_r の寄

与により, 積層ゴム支承に生じる全体の局部せん断ひずみ γ は 5~10 程度となった. これは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) 以上より, 地震時保有水平耐力法においては, 橋脚の塑性回転相当の回転角を免震支承の局部せん断ひずみの照査時には考慮する必要がある.

謝辞: 本実験で用いた積層ゴム支承は (株) プリヂストーンに製作していただきました. 実験の準備ならびに実施に当たっては, 東京工業大学川島研究室の方々に協力していただきました. 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) 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.
- 4) 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.
- 5) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 6) 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.
- 7) 建設省: 道路橋の免震設計法マニュアル (案), 1992.