

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

川島一彦¹・庄司学²・斎藤淳³

¹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)

²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)

³正会員 ハザマ 高知空港作業所ハザマ・香長建設建設共同体 (〒783-0092 高知県南国市田村乙)

橋梁の免震設計において、免震橋の固有周期と地震動の卓越周期を十分に分離することができない場合には、免震支承の応答だけでなく橋脚の応答も非線形化し、両構造要素の非線形地震応答に相互作用が生じる可能性がある。本研究では、高減衰積層ゴム支承を設置した鉄筋コンクリート橋脚に対してハイブリッド実験を行い、このような免震支承～橋脚間の非線形地震応答の相互作用に関して、実験・解析の両面から検討を行った。その結果、高減衰ゴム支承には降伏後剛性が存在するため、降伏後には急速な変形の進展が生じにくい、橋脚では降伏後剛性が小さいため、いったん降伏するとその後は急速に橋脚の曲げ塑性損傷が増大することが明らかになった。

Key Words : bridge, seismic design, Menshin design, nonlinear hysteretic behavior, hybrid loading test

1. はじめに

橋梁の免震設計¹⁾においては、免震支承の塑性変形により構造系を長周期化させて、上部構造に作用する地震力を低減し、橋脚や基礎に対して上部構造の地震力が過度に伝達しないようにする。このため、免震支承には主たる塑性化を許すが、橋脚や基礎の損傷は防止することが基本となる。しかし、我が国では、免震橋を軟弱な地盤にも立地させなければならないこと、想定すべき地震荷重自体が大きいこと、免震橋の過度の長周期化が上部構造の応答変位の増大を招く危険性があることなどから、免震橋の固有周期を非免震橋の固有周期の2倍程度に設定する¹⁾。このため、免震橋の固有周期と地震動の卓越周期を十分に分離することができない場合があり、この場合には免震支承の応答だけでなく橋脚の応答も非線形化する可能性がある。免震支承と橋脚が同時に塑性化する場合には、免震支承と橋脚の損傷にトレードオフ、すなわち両者の非線形地震応答に相互作用が生じる。このような免震支承～橋脚間の非線形地震応答の相互作用に関しては、解析的・実験的にほとんど検討されていないのが実状である。

免震橋の非線形地震応答特性に関する解析的な検討としては、等価線形化法による下部構造塑性化の評価に関する検討²⁾や、免震支承と橋脚の塑性化に伴う免震橋の固有周期特性の変化に関する検討³⁾、支承条件(剛性、降伏耐力)の最適値探索に関する検討^{4), 5)}が多い。

しかし、免震支承と橋脚の復元力特性を忠実に解析に組み込むことは難しく、解析結果が免震支承や橋脚の非線形履歴則のモデル化に依存するため、実験的な検討は不可欠となる。このためには、構造物のうち降伏する構造部材を実験に置き換え、降伏しない構造部材の応答を計算機により計算し、実験と計算機をオンラインで結合するハイブリッド実験手法が有効な手段である^{6), 7)}。免震橋に対してハイブリッド実験を適用した例としては、家村ら⁸⁾が、鉛プラグ入り積層ゴム支承(Lead Rubber Bearing, 以下、LRB型免震支承と呼ぶ)を有する橋梁モデルに対してサブストラクチャー・ハイブリッド実験を行い、免震化による加速度低減効果を定量的に示しており、また、中島ら⁹⁾および金田一ら¹⁰⁾は、LRB型免震支承を有する鋼製橋脚に対してハイブリッド実験を行い、免震支承～鋼製橋脚系の復元力モデルの

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

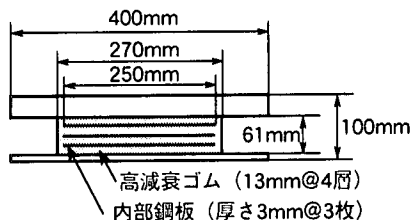


図-1 HDR型免震支承

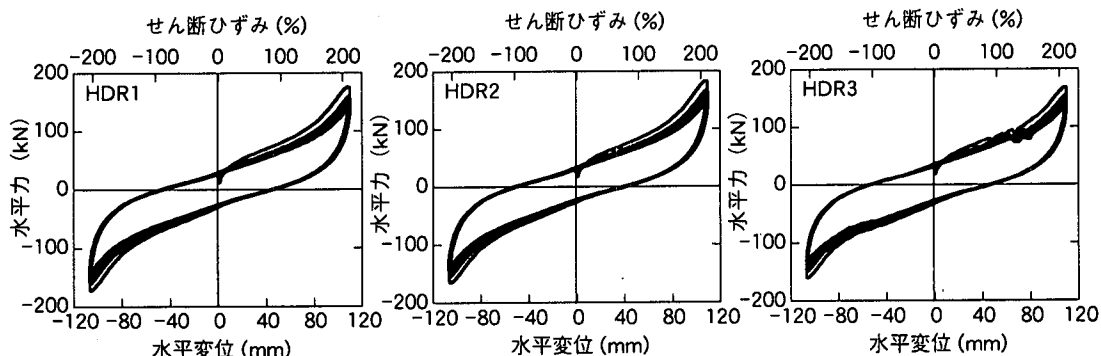


図-2 免震支承の水平力～水平変位の履歴曲線

精緻化を試みている。なお、ハイブリッド実験ではないが、免震支承と橋脚が組合わさった複合構造体としての免震橋がどの程度の耐震性能を有するかについては、庄司ら¹¹⁾が繰り返し載荷実験によって検討している。

以上のように、免震橋の地震応答特性について解析的、実験的に検討した研究は今までにも行われているが、免震支承と橋脚が同時に塑性化した場合の免震支承～橋脚間の非線形応答の相互作用に着目した研究は少なく、特に鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）を対象とした研究は筆者らの知る限り行われてはいない。そこで、本論文では、高減衰積層ゴム支承（High Damping Rubber Bearing、以下、HDR型免震支承と呼ぶ）を有するRC橋脚に対してハイブリッド地震応答実験を行い、免震支承およびRC橋脚が同時に塑性化した場合の免震橋の地震応答特性について考察するとともに、数値シミュレーションによって実験結果との比較検討を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験供試体および実験方法

(1) 実験ケースおよび実験供試体

実験ケースは、表-1に示すような実験H1～H3の3ケースである。RC橋脚としては、主鉄筋の径と本

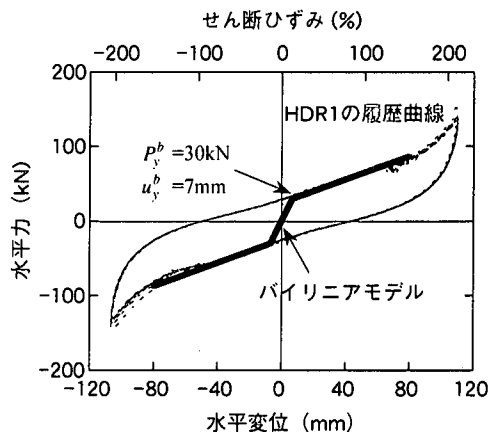


図-3 免震支承のバイリニアモデル化

数を変化させて、降伏耐力 P_y^b が異なる3タイプの橋脚（以下、タイプA橋脚～タイプC橋脚と呼ぶ）を用いた。免震支承としては同一仕様の3基のHDR型免震支承（以下、HDR1～HDR3と呼ぶ）を用いた。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¹²⁾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、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設計パラメーターを設定した。このため、実橋と供試体の相似比、および入力地震動との相似則が必ずしも

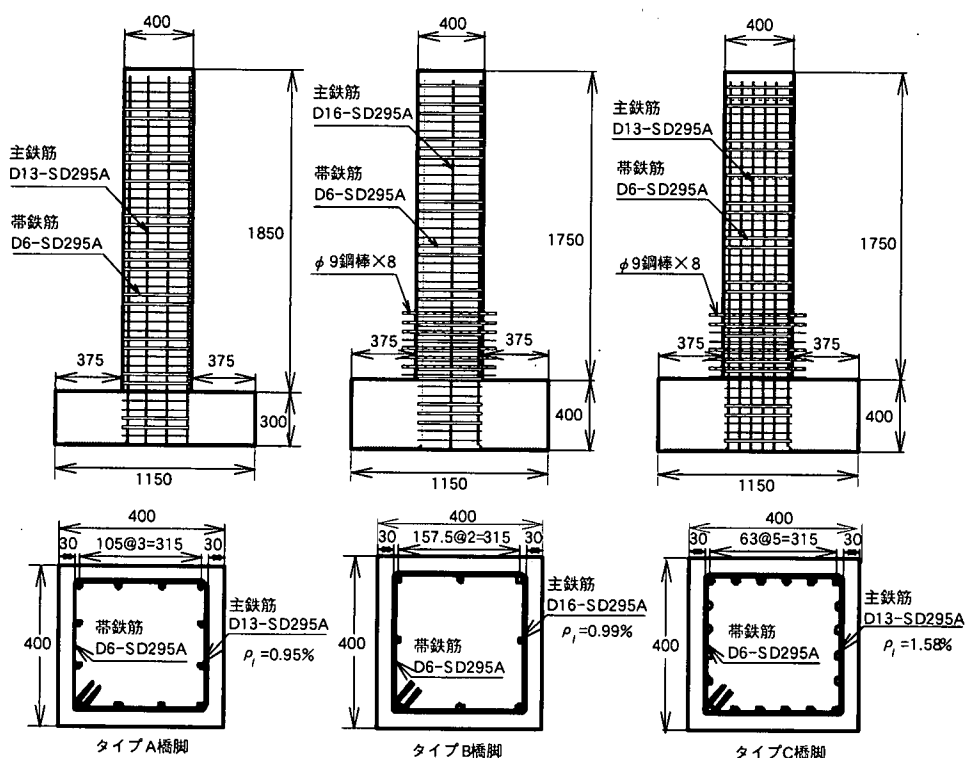


図-4 対象とする橋脚

単位はmm

完全に満足されているわけではない¹³⁾。

3基の免震支承は図-1に示す形状・寸法で、同一の設計条件で設計されている。設計する際の荷重としては、1995年の兵庫県南部地震相当の断層近傍の内陸直下型地震を想定し、免震設計に用いる等価水平震度 k_{hem} として0.62を仮定した。その上で、最大支承反力 R_{max} を160kN、最小支承反力 R_{min} を100kNと仮定し、設計変位 u_B を80mm、有効設計変位 u_{Be} を56mm（せん断ひずみ $\tau = u_{Be} / \sum t_e = 108\%$ ）として設計した。3基の免震支承に対して、2.6MPaの面圧（鉛直荷重160kN）を作用させた状態でせん断ひずみ τ が200%となるように最大振幅±104mmで繰り返し載荷を行った結果を図-2に示す。加振周期は50秒とし、10回の繰り返し載荷を行った。HDR1～HDR3は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はほぼ一致する。このため、ここでは、図-3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た。後述するハイブリッド実験のモデル化に際しては、免震支承のモデルとして本バイリニアモデルを用いた。なお、モデル化の過程については参考文献11)に詳述しているため、ここでは割愛する。

図-4に各橋脚の形状・寸法および断面を示す。主鉄筋としては、タイプA橋脚ではD13/SD295Aを12本（主鉄筋比 ρ_l （面積比）=0.95%）、タイプB橋脚ではD16/SD295Aを8本（主鉄筋比 $\rho_l=0.99\%$ ）、タイプC橋脚ではD13/SD295Aを20本（主鉄筋比 $\rho_l=1.58\%$ ）それぞれ配置した。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）にわたって配置した。帯鉄筋比 ρ_s （体積比）は0.8%となる。

ここで、地震時保有水平耐力法¹⁾に基づき、タイプA～C橋脚の降伏変位 u_y^p 、降伏耐力 P_y^p 、終局変位 u_u^p 、終局耐力 P_u^p をタイプII地震動に対して求めると、図-5および表-2のようになる。ここでは、石橋、吉野¹⁴⁾の方法を用いて主鉄筋のフーチングからの伸び出し量を求め、これをもとに地震時保有水平耐力法より求められた降伏変位 u_y^p と終局変位 u_u^p を補正した。また、図-5には、図-3に示した免震支承のバイリニアモデルも併せて示した。

いま、橋脚の降伏耐力 P_y^p に対する免震支承の降伏耐力 P_y^b の比を降伏耐力比 ζ として次式のように定義する。

表-2 橋脚の特性（主鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響を補正¹⁴⁾）

橋脚	降伏変位 u_y^p	降伏耐力 P_y^p	終局変位 u_u^p	終局耐力 P_u^p	じん性率
タイプA	12.58mm	49.17kN	55.89mm	49.17kN	4.4
タイプB	10.12mm	56.74kN	54.12mm	56.74kN	5.3
タイプC	12.33mm	78.41kN	41.74mm	78.41kN	3.4

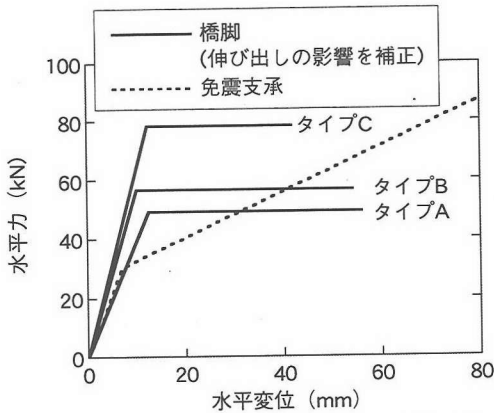


図-5 免震支承と橋脚の水平力～水平変位関係

$$\zeta = \frac{P_y^b}{P_y^p} \quad (1)$$

図-5によれば、降伏耐力比 ζ は、タイプA橋脚の場合は0.61、タイプB橋脚の場合は0.53、タイプC橋脚の場合は0.38となる。一般に、都市高架タイプの橋梁では、降伏耐力比 ζ は0.2～0.3程度と言われており、本供試体、特にタイプA、B橋脚の降伏耐力比 ζ はこの2倍程度大きくくなっている。これは、本実験では、降伏耐力比 ζ を高めに設定し、橋脚の塑性化が進展しやすいようにしたためである。

なお、コンクリートにはいずれの供試体に対しても普通ポルトランドセメントを用い、タイプA橋脚では最大寸法が13mm、タイプB、C橋脚では最大寸法が20mmの粗骨材を用いた。また、タイプA～C橋脚躯体のコンクリートの圧縮強度は、それぞれ20.6MPa、29.1MPa、31.4MPaである。

(2) ハイブリッド実験におけるパラメータの設定

本実験では免震橋を図-6に示すように1質点1自由度系（以下、ESDOFモデルと呼ぶ）でモデル化した。図-7に示すように鉛直アクチュエーターにより、橋脚基部において1.23MPa相当の一定軸力（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の治具に取り付け、免震支承/橋脚系（以下、全体系と呼ぶ）に対して载荷を行った。水

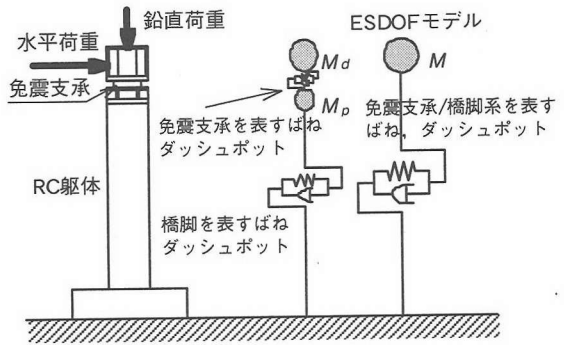


図-6 ハイブリッド実験のモデル化

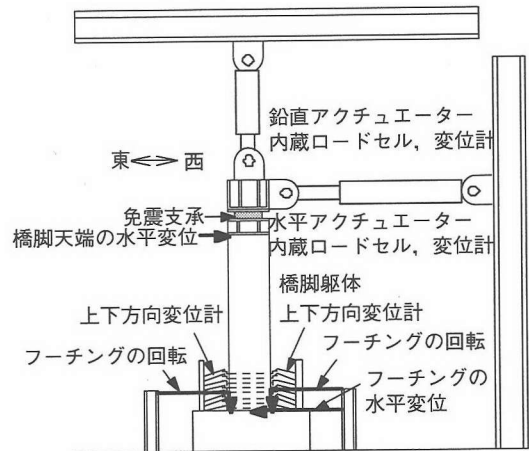


図-7 载荷状況

平アクチュエーターの制御にあたっては、予備実験によって精度を確認した上で、水平アクチュエーターの内部変位計で行った。

前述したように、本実験では、都市高架タイプの多径間連続免震橋梁を構成する1設計振動単位系を想定し、上部構造の死荷重によって橋脚基部に作用する応力がそれ相当となるように上記の軸力を設定した。なお、この時、免震支承には3.2MPaの面圧が作用しており、免震支承単体に対する繰り返し载荷実験（図-2参照）を行った際の面圧2.6MPaよりも20%程度大きい。これは、免震支承単体の実験を先行した段階とは実験条件を変えたためであるが、この程度の面圧の相違であれば、図-2に示した免震支承の履歴曲線ならびに図-3に示した免震支承のモデ

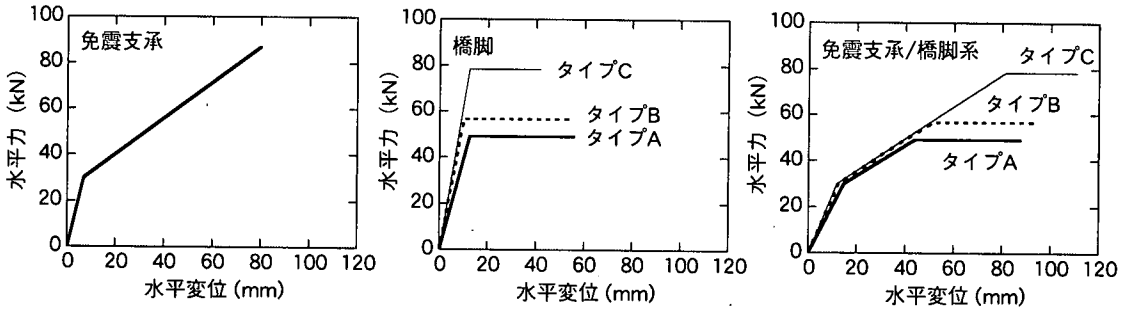


図-8 ESDOFモデルにおけるばねの復元力特性

ル化に対する影響はわずかであると考えられる。このため、図-6の免震橋のモデル化にあたっては免震支承のモデルとして図-3のバイリニアモデルを用いている。

ハイブリッド実験では、数値積分法としてHilberら¹⁵⁾のHHT- α 法を採用したShingら¹⁶⁾によって開発された計算アルゴリズムを用いた。HHT- α 法はNewmark- β 法に基づいているが、高周波ノイズによる数値積分計算の不安定性を解消するために、計算上数値減衰を与えるように改良されたものである¹⁷⁾。HHT- α 法では運動方程式は以下のように与えられる。

$$M\ddot{a}_{n+1} + (1+\alpha)C\dot{v}_{n+1} - \alpha C\dot{v}_n + (1+\alpha)r_{n+1} - \alpha r_n = (1+\alpha)F_{n+1} - \alpha F_n \quad (2)$$

ここで、 M ：質量、 C ：減衰係数、 r_n ：第 n ステップにおける復元力、 a_n 、 v_n 、 d_n ：第 n ステップにおける加速度、速度、変位、 F_n ：第 n ステップにおける外力、 α ：数値積分の安定性と数値減衰をコントロールするパラメータである。第 $n+1$ ステップにおける変位と速度は、積分時間間隔を Δt とし、 $\gamma = 1/2 - \alpha$ 、 $\beta = (1-\gamma)^2/4$ と置くことによって、以下のように求められる。

$$\begin{aligned} d_{n+1} &= d_n + \Delta t \cdot v_n + \Delta t^2 \cdot \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) a_n + \beta \cdot a_{n+1} \right] \\ v_{n+1} &= v_n + \Delta t \cdot [(1-\gamma) \cdot a_n + \gamma \cdot a_{n+1}] \\ (n &= 0, 1, \dots, N-1) \end{aligned} \quad (3)$$

したがって、式(2)、(3)を以下の初期条件のもとで解けばよい。

$$\begin{aligned} d_0 &= d_i \\ v_0 &= v_i \\ a_0 &= M^{-1}(F_0 - C v_0 - r_0) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 d_i 、 v_i は初期変位および初期速度である。

式(2)の運動方程式を解く際には、復元力 r_n としては水平アクチュエーターのロードセルからのフィードバック信号を用いる。しかし、載荷開始時にはフィードバック信号がないため、運動方程式において初期剛性 K_0 を仮定する必要がある。初期剛性 K_0 の与え方としては、微小振幅領域における予備載荷実験から直接求める方法と図-6に示すようなモデル化により求められる計算値を用いる方法があるが、ここでは後者の方法を採用し、図-6に示すESDOFモデルの1次剛性 K_1^e を用いた。このばねは図-8に示すように、図-5に示した免震支承と橋脚のバイリニアモデルの直列組み合わせとなるため、免震支承の降伏と橋脚の降伏に相当する2点を折れ曲げ点とするトライリニア型となる。

式(2)の質量 M としては、Rayleigh法により桁質量 M_d に橋脚の質量 M_p を加え、次式により求めた¹⁸⁾。

$$M = M_d + 0.236 M_p \quad (5)$$

また、減衰定数 h として実験H1では0、実験H2および実験H3では0.05と仮定して、式(2)の減衰係数 C を次式より求めた。

$$C = 2h\sqrt{M \cdot K_0} \quad (6)$$

ここで、 K_0 は上述した載荷開始時における初期剛性である。

本実験では、免震支承とRC橋脚がともに塑性化することを想定するため、両構造要素の減衰機構は履歴減衰として考慮される。このため、実験H1では減衰定数 h を0と仮定したが、実際の橋梁では履歴減衰以外にも減衰機構が存在することから、実験H2、H3では0.05の粘性減衰を考慮することとした。

積分時間間隔 Δt は、実験H1では $\Delta t = 0.02$ 秒とし、実験H2およびH3では $\Delta t = 0.01$ 秒とした。実験H1で

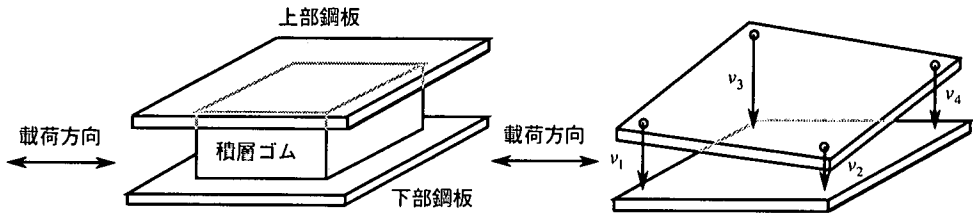


図-9 免震支承の回転角の定義

は後述する入力地震動の時間刻みと同じに設定した。また、実験H2およびH3において Δt を実験H1の1/2としたのは、実験H1において特段の問題があったわけではないが、数値安定性を実験H1よりもさらに高めようとしたためである。

Hilberらは、積分時間間隔 Δt と対象とする系の固有周期 T_e の比 $\Delta t/T_e$ を指標とし、 α の設定法を以下のように提案している¹⁵⁾。

$$10^{-2} < \frac{\Delta t}{T_e} < 1 \quad (7)$$

$\Delta t/T_e$ が式(7)の範囲にあれば、 α の寄与により数値減衰を見込むことができ、数値計算の安定性が保証される。特に、

$$\frac{\Delta t}{T_e} \rightarrow 1 \quad (8)$$

に近づくと、数値減衰の影響はより効果的となる。

いま、実験H1で対象とした免震橋の固有周期 T_e は、式(5)の質量 M と図-8に示したESDOFモデルにおける1次剛性 K_1^e を用いると以下ようになる。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_1^e}} = 0.558 \text{sec} \quad (9)$$

実験H1では積分時間間隔 Δt は前述したように $\Delta t=0.02$ 秒と定めたので、

$$\frac{\Delta t}{T_e} = 0.0358 \approx 10^{-2} \quad (10)$$

したがって、実験H1の場合には、式(10)より求められた $\Delta t/T_e$ は式(7)の範囲に収まってはいるが、式(8)の条件には当てはまらず、 α による数値減衰の効果が大きく見込めないため、 $\alpha=0$ とした。他の実験ケースにおいても同様の検討を行ったが、実験H1と同じく $\Delta t/T_e$ が式(7)の範囲に収まってはいたが、式(8)の条件には当てはまらなかったため、いずれも

$\alpha=0$ とした。以上の検討より全ての実験ケースにおいて結果的に $\alpha=0$ と設定したが、これは式(2)、(3)において $\gamma=1/2$ 、 $\beta=1/4$ と置き、数値積分法としてNewmark- β 法を適用したことを意味する。

入力地震動としては、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10%、25%、50%に縮小した波形（以下、Kobe10%、Kobe25%、Kobe50%と呼ぶ）を用いた。一連の実験においてKobe50%を入力した場合に、後述するように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たため、本実験では縮小する加速度振幅をKobe50%までとした。

(3) 計測項目

計測項目は、図-7に示した通りである。载荷に伴う免震支承の回転変形が認められたため¹¹⁾、これを求めるため、図-9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。

また、橋脚に回転角 θ_p （弾性回転角+塑性回転角）が生じた場合には橋脚天端に生じる载荷軸方向の回転角も θ_p となるから、 θ_p を求めれば橋脚の回転によって支承に生じる回転角を推定することができる。このため、ここでは、橋脚に生じる回転角 θ_p を次式より求めることとした。

$$\theta_p \approx d_r \equiv \frac{u^p}{h^p} \quad (11)$$

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高さである。

主鉄筋の軸方向ひずみを計測するために、橋脚躯体の載荷面（西面）の高さ25mm～225mmの箇所に50mm間隔でひずみゲージをかぶりコンクリート側に取り付けた。

実験H2およびH3では、図-4に示したように橋脚基部から高さ25mmの位置より50mm間隔で断面中央

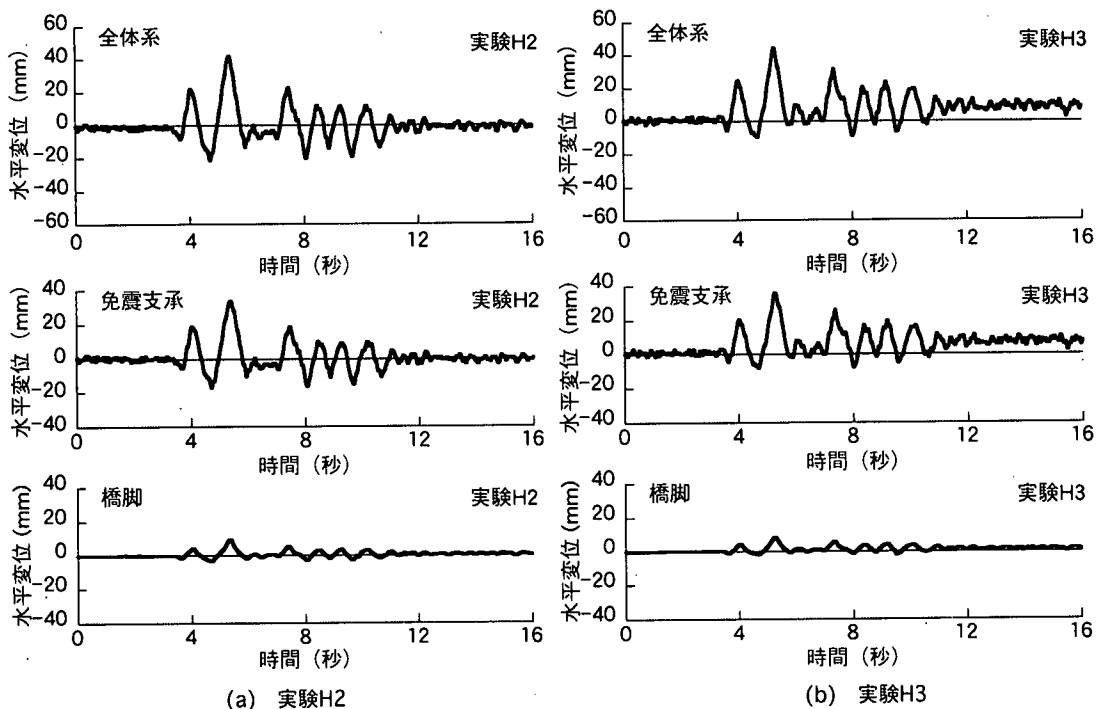


図-10 水平変位の時刻歴 (Kobe25%)

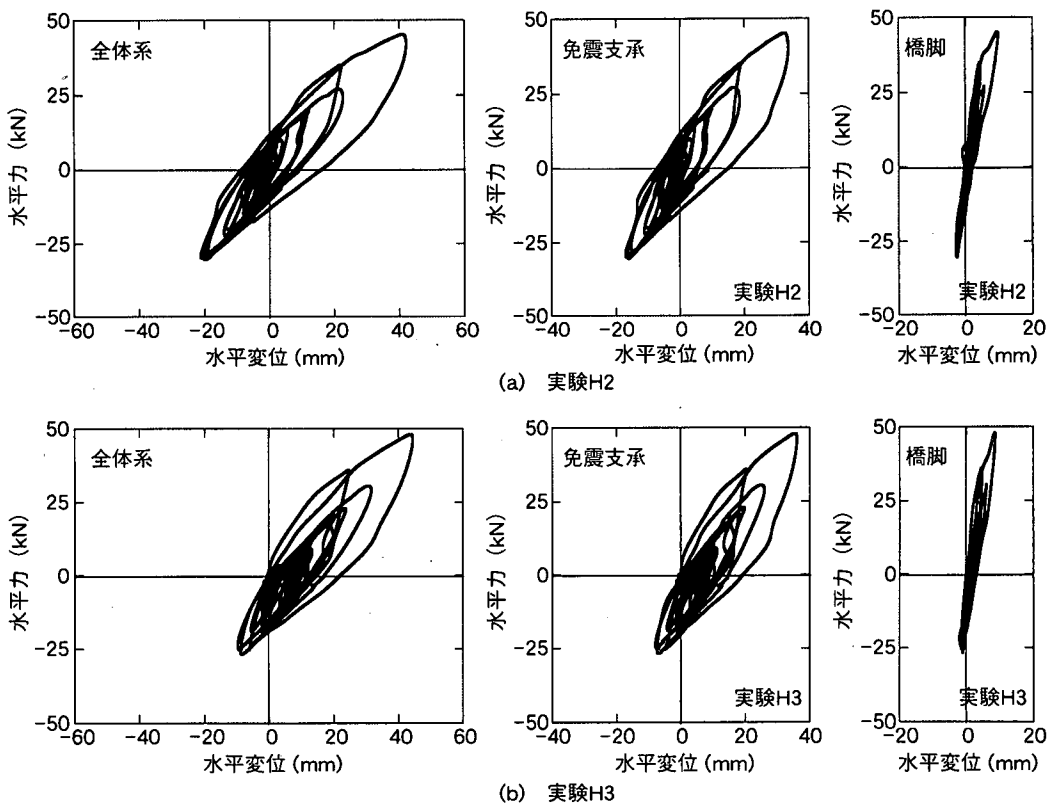


図-11 水平力～水平変位の履歴曲線 (Kobe25%)

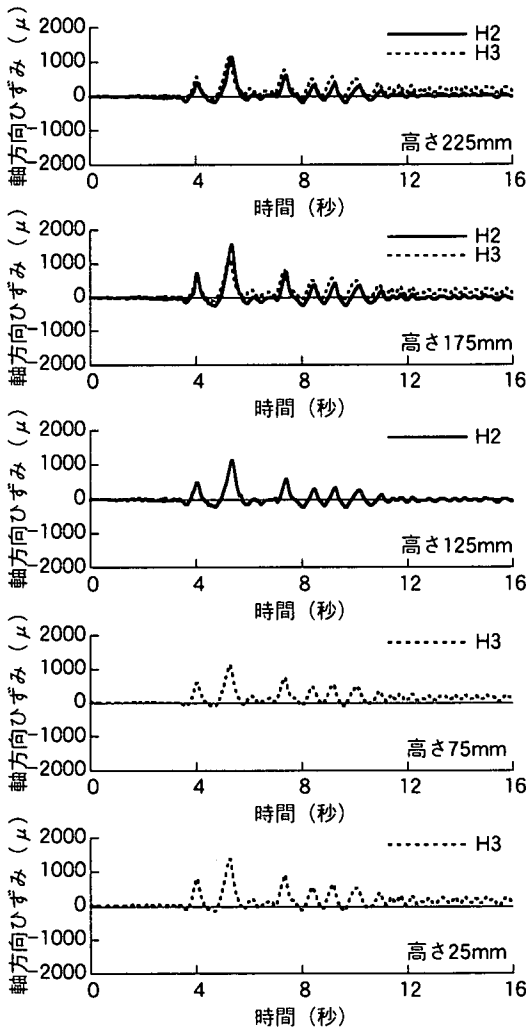


図-12 主鉄筋の軸方向ひずみ (Kobe25%)

部に直径9mmの鋼棒を8本貫通させ、橋脚躯体の塑性変形に伴って鋼棒の両端に生じる鉛直変位を変位計により計測し、橋脚躯体に生じる塑性回転角と曲率を求めた¹⁹⁾。

3. 免震橋の非線形地震応答特性

(1) 橋脚の応答が降伏点近傍にある場合

Kobe25%を入力した場合の実験H2, H3における全体系、免震支承、橋脚の水平変位の時刻歴を図-10に、水平力～水平変位の履歴曲線を図-11にそれぞれ示す。その際に主鉄筋に生じる軸方向ひずみを図-12に、橋脚躯体に生じる曲率を図-13に示す。なお、図-12においては、ひずみを精度良く計測できず、実験H2, H3のいずれか一方のみの結果しか

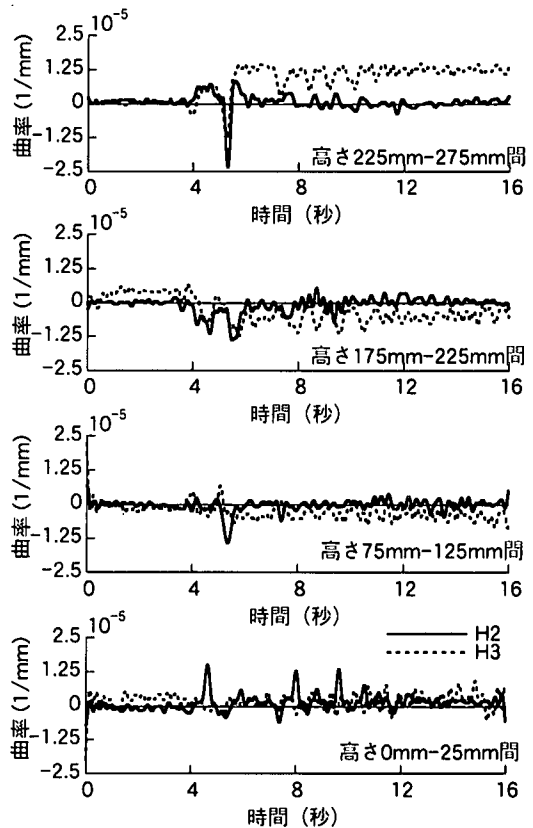


図-13 橋脚躯体に生じる曲率 (Kobe25%)

示していない箇所がある。

図-10によれば、免震支承の最大変位は実験H2, 実験H3ともに35mm程度であるが、橋脚の最大変位は実験H2では10mm程度、実験H3では7mm程度である。地震時保有水平耐力法より求められる橋脚の降伏変位 u_y^p は実験H2では10.1mm、実験H3では12.3mmであるから(表-2参照)、実験H2では橋脚が降伏点近傍にあることは間違いない。

ここで、免震支承の最大変位 $u_{b\max}$ と橋脚の最大変位 $u_{p\max}$ の比を相互作用係数 γ として、次式で定義する。

$$\gamma = \frac{u_{b\max}}{u_{p\max}} \quad (12)$$

式(12)によれば、相互作用係数 γ は実験H2では3.5、実験H3では4.9となる。いずれの実験でも免震支承の非線形応答が大きく卓越し、橋脚の変形の3.5～5倍程度の変形が支承に生じたことがわかる。また、図-11の履歴曲線からもわかるように、免震支承は大きく塑性化しているのに対して、橋脚はわずかに塑性化している程度である。目視によって観察して

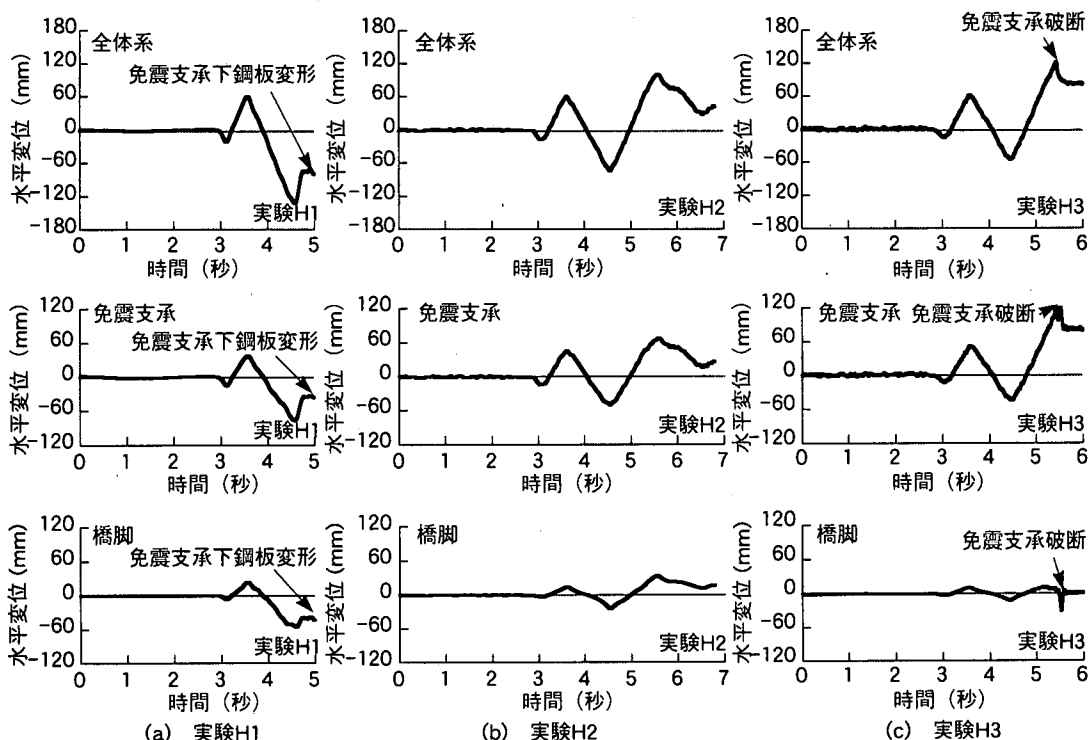


図-14 水平変位の時刻歴 (Kobe50%)

も橋脚には大きなクラックなどの損傷は認められない。また、いずれの実験においても、図-12によれば、ひずみは最大1000～1500 μ 程度であり、主鉄筋は降伏しておらず、図-13によれば橋脚躯体に生じる曲率も 2.5×10^{-5} [1/mm]以下と小さい。

(2) 橋脚の塑性化が進展する場合

(1)と同様に、Kobe50%を入力した場合の実験H1～実験H3における全体系および免震支承と橋脚の水平変位の時刻歴を図-14に、水平力～水平変位の履歴曲線を図-15にそれぞれ示す。これらは、実験H1においてはKobe10%を載荷した後に、また、実験H2、H3においてはKobe10%、Kobe25%を載荷した後にそれぞれ載荷した結果である。また、主鉄筋に生じる軸方向ひずみを図-16に、橋脚躯体に生じる曲率を図-17に示す。図-16には、図-12と同様にひずみを精度良く計測できた箇所のみを示している。

実験H1では5秒付近で免震支承の下部鋼板が変形したため、また実験H3では6秒付近で免震支承が破断したため、それぞれその時点で載荷を中止した。また、実験H2では、6秒付近において免震支承の変位計測センサーが免震支承の上下部鋼板と噛んでしまい、免震支承の応答が不安定となった。このため、実験H2においてはこれ以降の結果の精度が保証で

きないため、ここでは6秒付近までの結果のみを示している。

図-14によれば、免震支承の最大変位は実験H1では75mm程度、実験H2では70mm程度、実験H3では120mm程度であり、一方、橋脚の最大変位は実験H1では55mm程度、実験H2では34mm程度、実験H3では11mm程度である。式(12)により相互作用係数 γ を求めると、実験H1、H2ではそれぞれ1.4、2.1であるのに対して、実験H3では11.2と大きく異なる。免震支承に関しては実験H3の方が実験H1、H2より大きく変形しており、橋脚に関しては実験H1の方が実験H2、H3よりも大きく変形している。これは、図-5に示したように橋脚の降伏耐力 P_p がタイプA橋脚からタイプB、C橋脚の順に49.17kN→56.74kN→78.41kNと大きくなり、橋脚の塑性化がタイプA橋脚→タイプB橋脚→タイプC橋脚の順で小さくなるためである。

橋脚の損傷としては、実験H1および実験H2では、幅2mm程度のクラックが橋脚基部から高さ500mmまでに生じた。この時、図-16によれば、実験H1においては基部から少なくとも高さ225mmの範囲では降伏ひずみ以上のひずみが生じており、特に基部～高さ125mm間では6000～12000 μ ものひずみが生じている。また、図-17によれば、実験H2における曲率

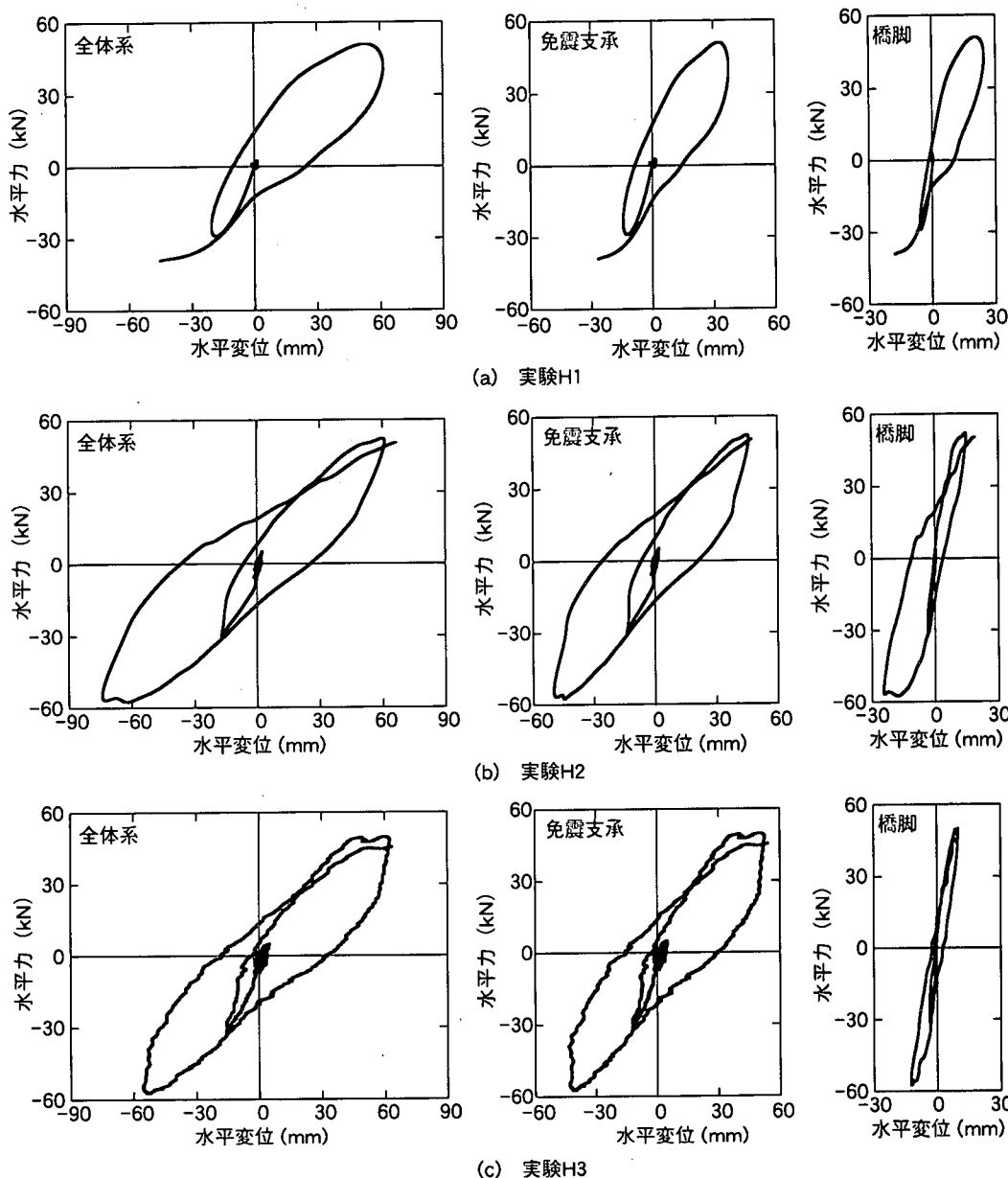


図-15 水平力～水平変位の履歴曲線 (Kobe50%)

は基部～高さ25mm間では 2×10^{-4} [1/mm]程度、高さ175mm～225mm間では 1×10^{-4} [1/mm]程度と、前述したKobe25%の場合の10倍程度の曲率が生じている。すなわち、実験H1、実験H2のいずれのケースにおいても、Kobe25%の場合と比較して橋脚は大きく塑性化したことがわかる。

一方、実験H3では橋脚には大きなクラックなどの損傷は認められない。図-16に示すように、ひずみは全ての計測点において 1500μ 以下となっており、主鉄筋は降伏していない。また、図-17に示すよう

に橋脚躯体に生じる曲率も 2.5×10^{-5} [1/mm]以下である。すなわち、実験H3の場合は、Kobe25%からKobe50%に地震動強度を大きくしても主鉄筋に生じるひずみや橋脚躯体に生じる曲率はほとんど変化していない。このように橋脚の応答が降伏近傍にとどまる場合には地震動強度を増加させても免震支承の塑性化のみが卓越する。

以上の実験では、いずれの場合にも橋脚が塑性化すると、橋脚の応答には残留変位が生じることに注意しなければならない。残留変位は地震後の橋脚の

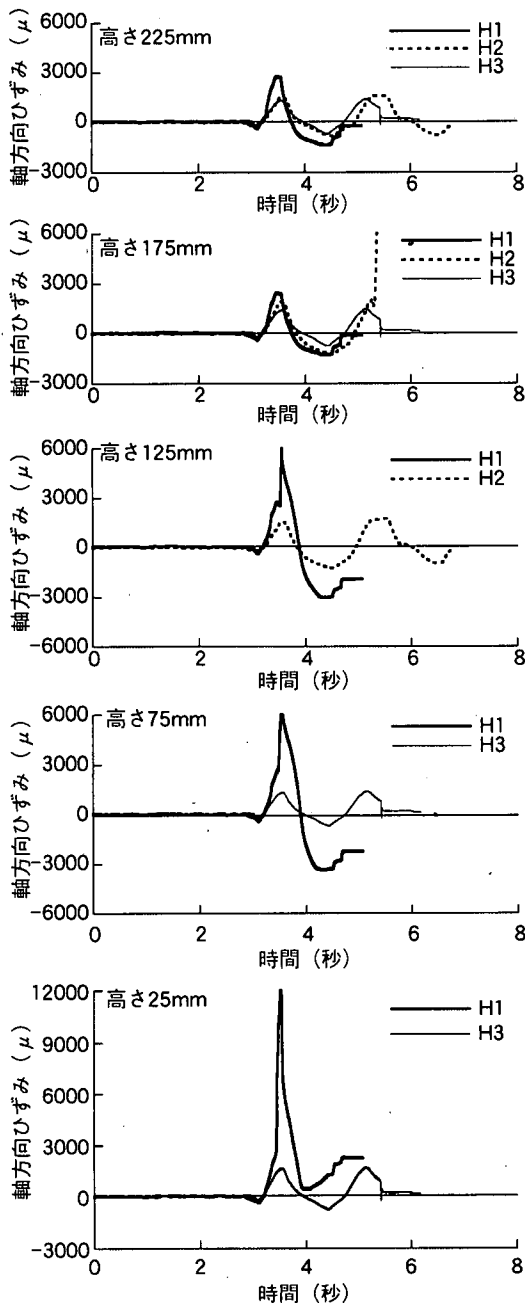


図-16 主鉄筋の軸方向ひずみ (Kobe50%)

使用性に大きく影響する²⁰⁾。

地震動強度をKobe25%からKobe50%に大きくした場合の免震支承と橋脚の応答の変化については次章でさらに詳述する。

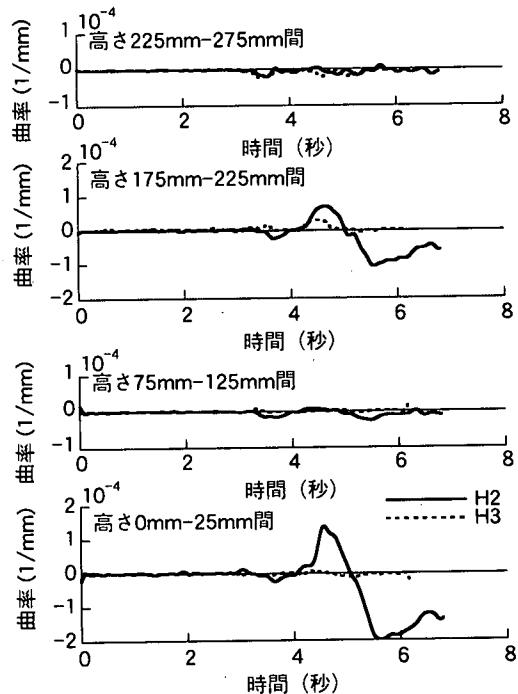


図-17 橋脚躯体に生じる曲率 (Kobe50%)

4. 免震支承と橋脚の非線形化の評価

(1) 免震支承と橋脚の最大変位の変化

図-18には、実験H2および実験H3において入力地震動強度をKobe25%からKobe50%に大きくした場合の免震支承と橋脚の応答変位を示す。これより、実験H2では、免震支承の最大変位は33.8mm→68.6mmと2倍に、橋脚の最大変位は9.7mm→33.5mmと3.5倍に大きくなっており、橋脚の最大変位の変化率が免震支承の最大変位の変化率よりも大きい。これに対して、実験H3では、免震支承の最大変位は36.1mm→123.2mmと3.4倍に、橋脚の最大変位は7.4mm→11mmと1.5倍に大きくなり、免震支承の最大変位の変化率が橋脚の最大変位の変化率よりも大きい。橋脚の降伏耐力 P_y が低く、橋脚の損傷が大きい実験H2では、橋脚の最大変位の変化率が大きく、一方、橋脚の応答が降伏点近傍にとどまり、ほとんど橋脚が損傷しない実験H3では免震支承の最大変位の変化率が大きくなる。

(2) 平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$

同一時刻における橋脚の変位を $u_p(t)$ 、支承の変位を $u_b(t)$ とすると、全体系の変位 $u(t)$ は、

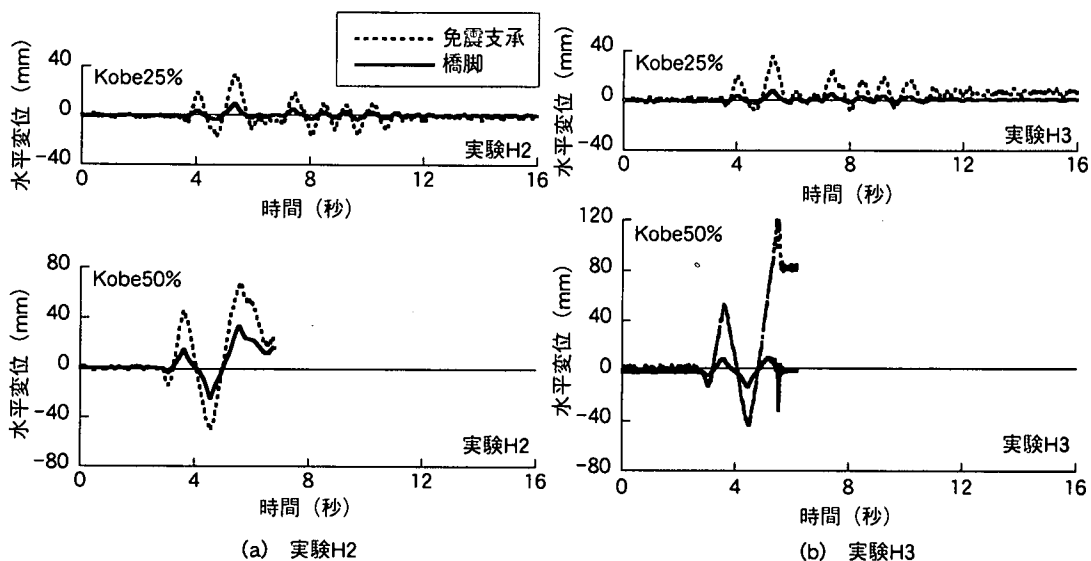


図-18 地震動強度の変化に対する免震支承と橋脚の変位の変化

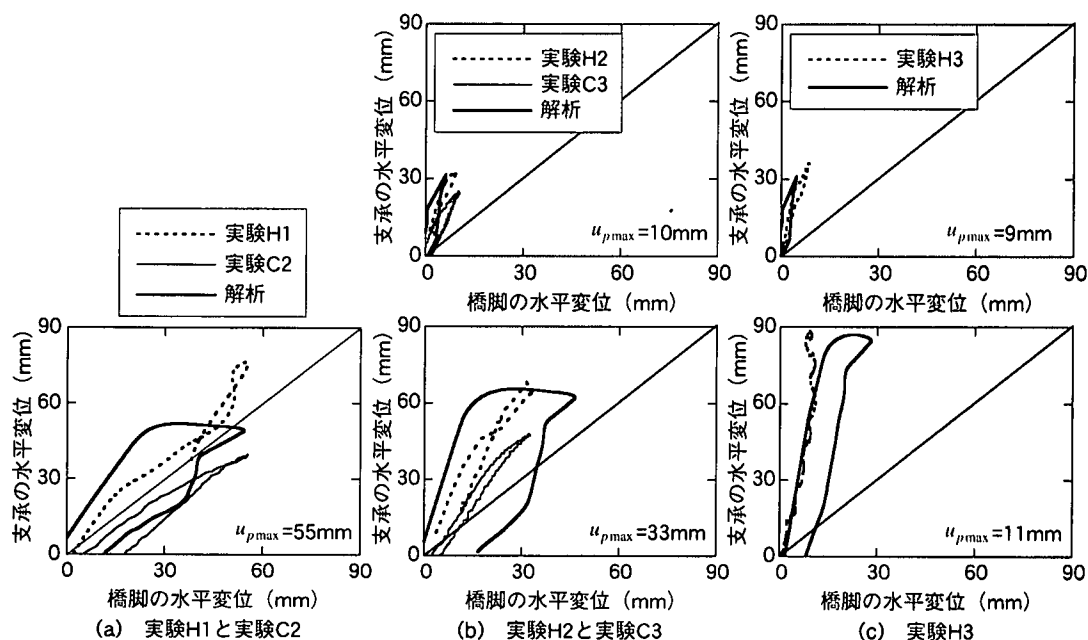


図-19 橋脚の変位が最大となる近傍における免震支承の変位と橋脚の変位の関係

$$u(t) = u_p(t) + u_b(t) \quad (13)$$

ここで、橋脚の最大変位 u_{pmax} 近傍における橋脚の変位 $u_p(t)$ と支承の変位 $u_b(t)$ の関係を示すと図-19 のようになる。ここには、実験H1および実験H2と同一仕様の供試体に対して別途行った繰り返し載荷実験の結果¹¹⁾と同時に、後述する非線形動的解析の結果も併せて示している。なお、実験H3に対応

する繰り返し載荷実験は行っていない。ハイブリッド実験と繰り返し載荷実験との比較は次節で取りあげる。

図-19によれば、いずれの実験ケースにおいても、橋脚の変位 $u_p(t)$ と支承の変位 $u_b(t)$ の関係はほぼ直線であり、支承の変位 $u_b(t)$ が橋脚の変位 $u_p(t)$ に比較して大きいことがわかる。いま、橋脚の変位 $u_p(t)$ と支承の変位 $u_b(t)$ の比 $\gamma(t)$ を次式により定義する。

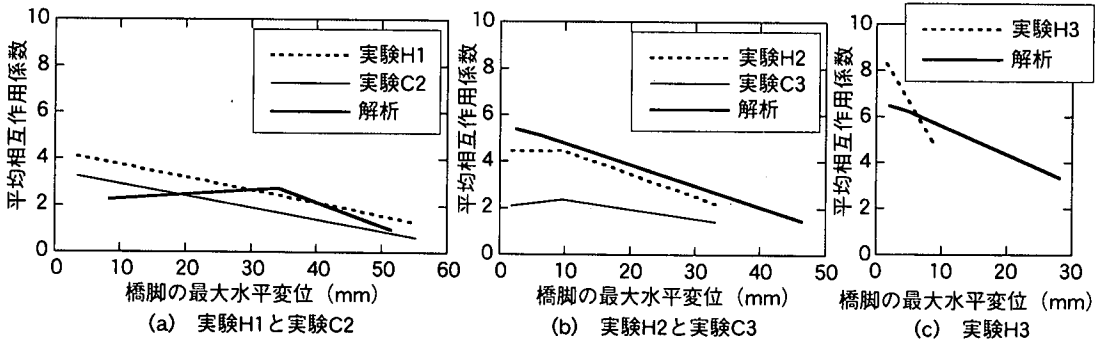


図-20 橋脚の最大水平変位と平均相互作用係数の関係

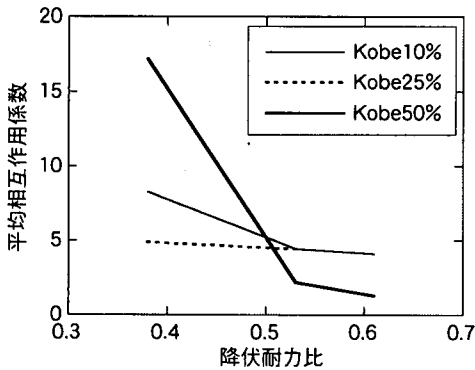


図-21 降伏耐力比と平均相互作用係数の関係

$$\gamma(t) \equiv \frac{u_b(t)}{u_p(t)} \quad (14)$$

これを時刻 t に対して平均した値を、式(12)で定義した相互作用係数 γ と区別して、次式のように平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と定義する。

$$\bar{\gamma} = \text{Average}\{\gamma(t)\}_{\text{for } t} \quad (15)$$

平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は橋脚の変形に対する免震支承の変形の度合いを表しており、 $\bar{\gamma} \approx 1$ に近づくほど橋脚の非線形化が進展したことを意味する。なお、 $\bar{\gamma} < 1$ の場合は免震支承の変形よりも橋脚の変形が卓越する場合に対応するが、このようになると免震効果が期待できないため、本研究ではこのレベルの橋脚の塑性化は想定していない。このようにして求めた平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と橋脚の最大変位 $u_{p\max}$ の関係を示すと図-20のようになる。図-20には、図-19と同様に繰り返し載荷実験の結果と同時に後述する非線形動的解析による結果も比較のために示している。これによれば、橋脚の最大変位 $u_{p\max}$ が大きく

なると $\bar{\gamma}$ は減少することがわかる。橋脚の損傷が大きい実験H1および実験H2では平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は2程度まで減少する。したがって、免震設計においては橋脚の最大変位 $u_{p\max}$ が大きくなるほど、橋脚系じん性率と全体系じん性率の違いが大きくなり、荷重低減係数を評価する際にはこのことを考慮することが重要となる^{21), 22)}。いったん橋脚が降伏した後は、橋脚の塑性変形が急速に増大していくため、橋脚の許容じん性率の設定にも注意が必要である。

図-21には、式(1)より求められた降伏耐力比 ζ と平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ の関係を示す。これより、Kobe10%およびKobe25%で載荷した場合には前述したように免震支承の非線形化が卓越し、橋脚はほとんど非線形化しないため、いずれの降伏耐力比 ζ においても平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は5以上となり、免震支承の変形が卓越する。これに対して、地震動強度を高め、Kobe50%で載荷した場合には、降伏耐力比 ζ が大きくなるほど橋脚の塑性化が進展し、橋脚の変形が大きくなるため、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は小さくなっていく。

(3) ハイブリッド実験と繰り返し載荷実験の比較

前述したように実験H1および実験H2と同一仕様の供試体に対しては、別途繰り返し載荷実験を行っている¹¹⁾。図-22には繰り返し載荷実験で生じた主鉄筋の軸方向ひずみを、また、図-23には橋脚躯体に生じる曲率をそれぞれ示す。実験H1と同一仕様の供試体に対して繰り返し載荷実験を行った結果が実験C2、実験H2と同一仕様の供試体に対して繰り返し載荷実験を行った結果が実験C3である。また、実験終了時点における橋脚の損傷状況を図-24に示す。

図-16および図-22によれば、実験H1と実験C2のいずれのケースにおいても高さ25mmではひずみは最大約12000 μ と同程度になっているが、高さ75mm

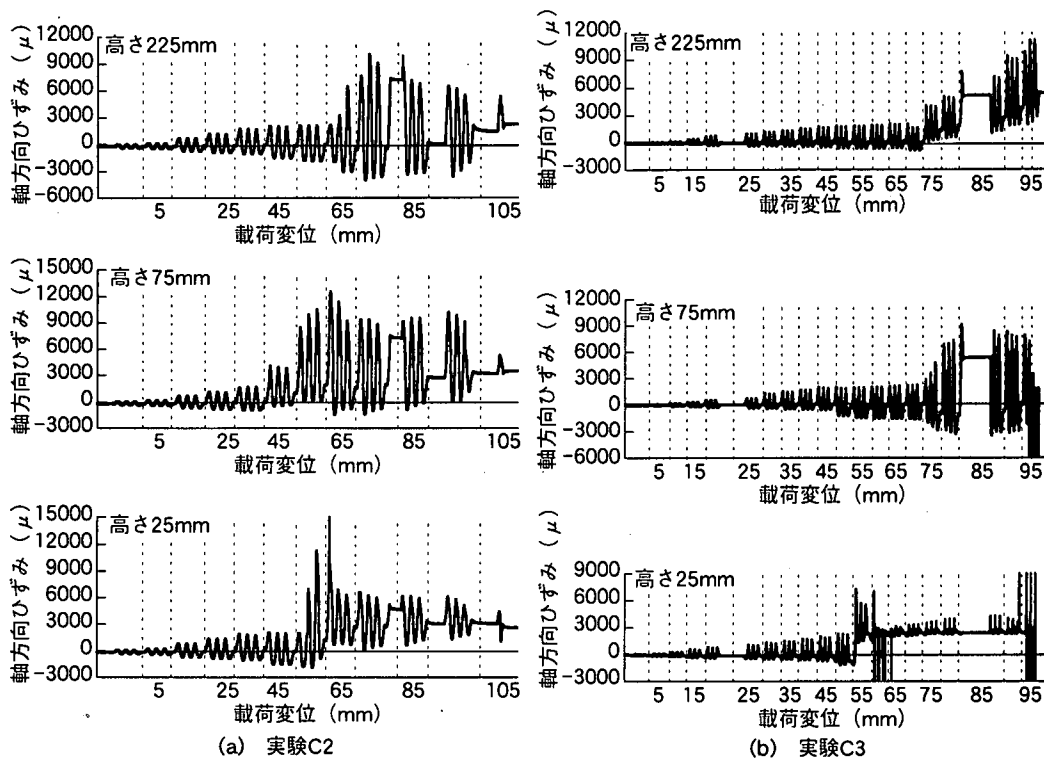


図-22. 主鉄筋の軸方向ひずみ（繰り返し載荷実験C2, 実験C3¹¹⁾）

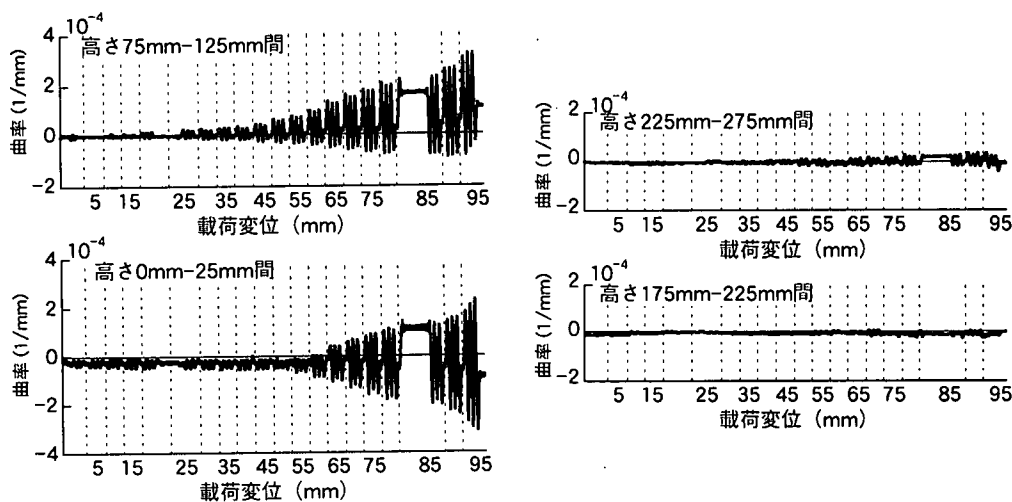


図-23. 橋脚躯体に生じる曲率（繰り返し載荷実験C3¹¹⁾）

～225mmでは実験H1のひずみは実験C2のひずみの1/2程度に過ぎない。この時、図-24によれば、実験C2では基部から高さ200mm付近までの範囲でかぶりコンクリートの剥離が生じているのに対して、実験H1では曲げクラック程度の損傷にとどまっている。

また、図-17および図-23より、実験H2と実験C3

における曲率を比較すると、基部～高さ25mm間ではいずれの実験においても約 2×10^{-4} [1/mm]と同程度の曲率を生じているが、高さ175mm～225mm間だけを除けば、高さ25mm～375mm間では実験H2で生じる曲率は実験C3で生じる曲率の1/10程度と小さくなっている。図-24によれば、実験C3では基部～高さ300mm付近までにかぶりコンクリートの剥離が生じ

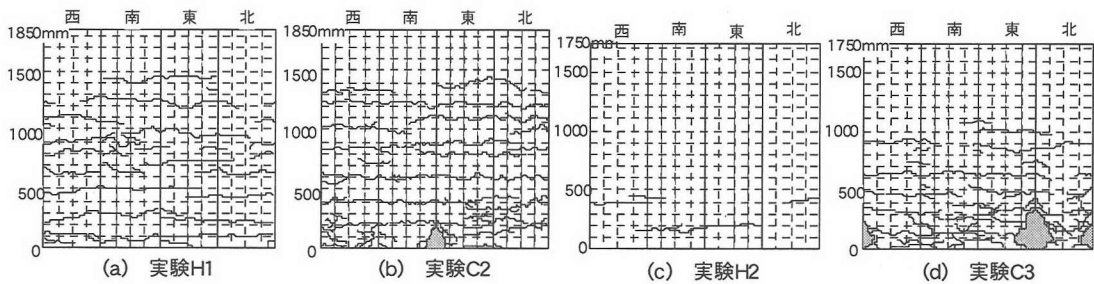


図-24 橋脚の損傷状況

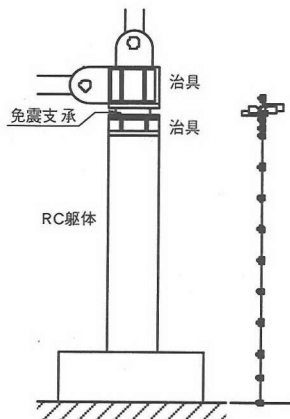


図-25 骨組みモデル

表-3 解析モデルの固有値解析結果

実験ケース	モード	固有周期 T (sec)	モード減衰 h
H2	1次	0.91	0.05
	2次	0.046	0.05
H3	1次	0.90	0.05
	2次	0.043	0.05

損傷が生じた橋脚基部に主たる損傷が集中するためである。また、これには今回ハイブリッド実験における入力地震動として断層近傍の地震動である神戸海洋気象台記録を用いたことも大きく影響していると考えられる。

ているが、実験H2では高さ200mm付近と400mm付近にわずかなクラックが生じている程度である。上述したように実験H2においては高さ175mm～225mm間だけでは実験C3よりも大きな曲率が生じたが、これは高さ200mm付近の曲げクラックの影響を受けたためと考えられる。

以上より、ハイブリッド実験と繰り返し載荷実験を比較すると、橋脚基部付近では同程度の最大ひずみが主鉄筋に生じ、また、橋脚躯体の最大曲率も同程度となるが、これより上の塑性ヒンジ区間における橋脚の損傷としては繰り返し載荷を受けた場合の方がハイブリッド実験よりも大きくなると言える。このような繰り返し載荷振幅の影響については、大型の鉄筋コンクリート橋脚模型を対象として、川島、長谷川²³⁾が実施した振動台加振実験および繰り返し載荷実験の結果からも明らかになっている。この理由は、繰り返し載荷実験では逐次載荷変位振幅を大きくしていく過程において順次塑性ヒンジ区間におけるコンクリートの損傷が進むと同時に主鉄筋のひずみ硬化の影響で、橋脚基部だけではなく基部から順次上方に主鉄筋の降伏とコンクリートの損傷が進展していくが²⁴⁾、ハイブリッド実験では最初の

5. ハイブリッド実験と非線形動的解析の比較

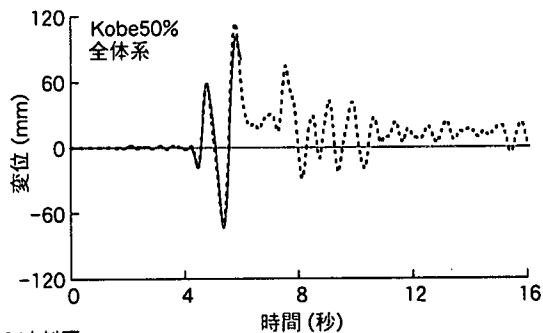
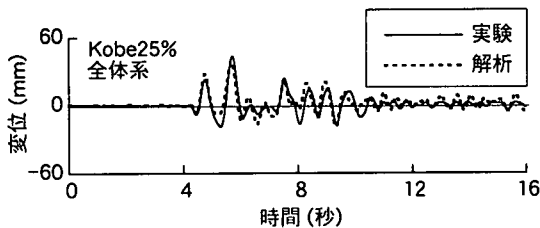
(1) 解析モデル

供試体を図-25に示すような骨組み離散型モデル（以下、骨組みモデルと呼ぶ）にモデル化し、非線形動的解析を行い、実験H2および実験H3の履歴応答と比較した。本解析では、免震支承を非線形せん断ばね要素、橋脚躯体を非線形梁要素、フーチングを線形梁要素としてそれぞれモデル化した。また、免震支承には図-3に示したバイリニアモデル、橋脚躯体には剛性劣化型のトライリニアモデル（Takedaモデル²⁵⁾）を用いた。橋脚のひび割れ時におけるモーメント M_c^p および曲率 ϕ_c^p は地震時保有水平耐力法¹⁾により求め、また、降伏曲げモーメント M_y^p 、降伏曲率 ϕ_y^p はそれぞれ次式により定めた。

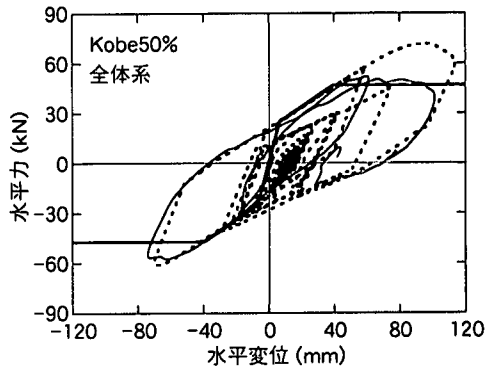
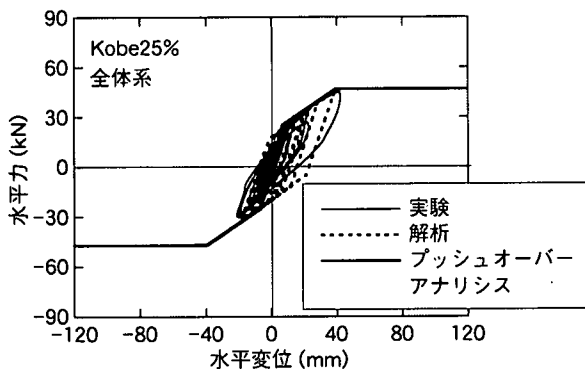
$$M_y^p = \bar{P}_y^p h_p \quad (16)$$

$$\phi_y^p = \frac{3\bar{u}_y^p}{h_p^2} \quad (17)$$

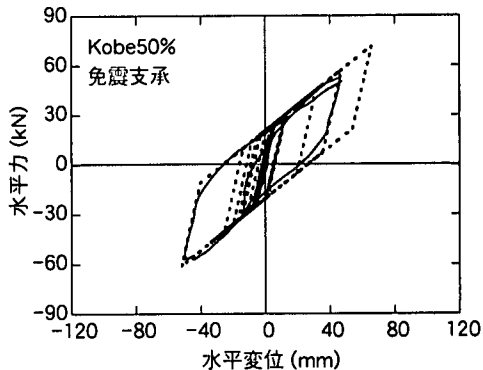
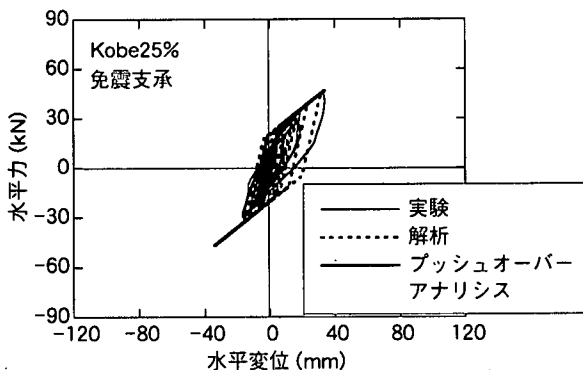
ここで、 $\bar{P}_y^p$ 、 $\bar{u}_y^p$ ：橋脚天端を慣性力作用位置とした場合の橋脚の降伏耐力、降伏変位、 h_p ：橋脚基



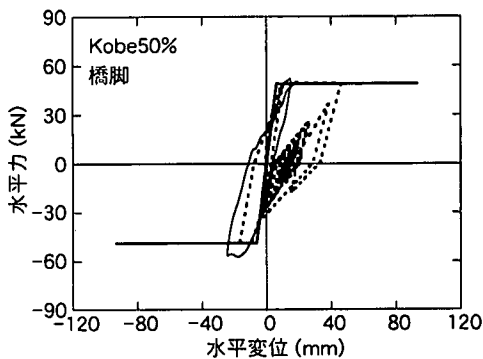
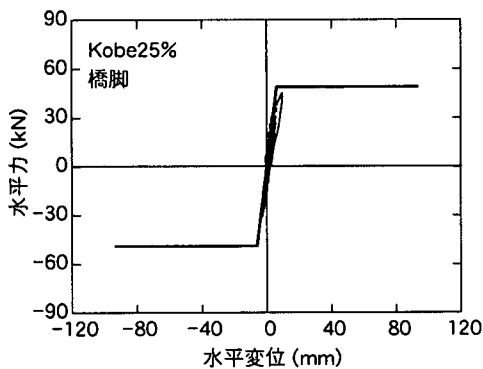
(a) 全体系の変位の時刻歴



(b) 全体系の水平力～水平変位の履歴曲線

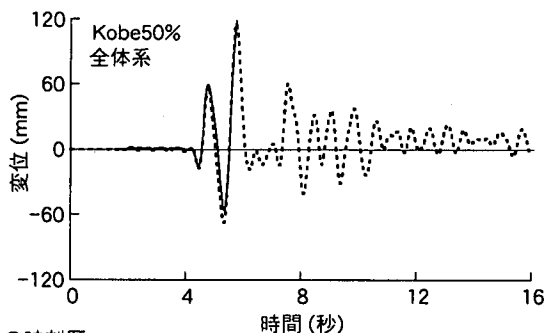
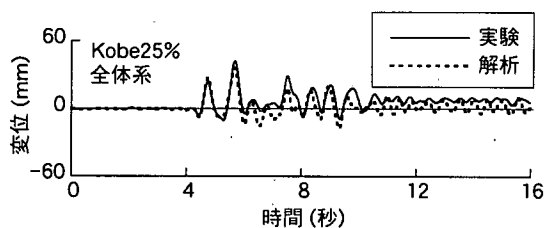


(c) 免震支承の水平力～水平変位の履歴曲線

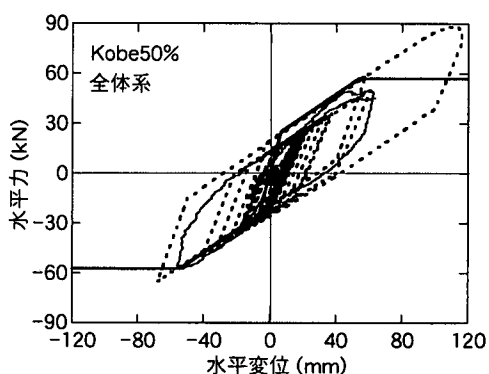
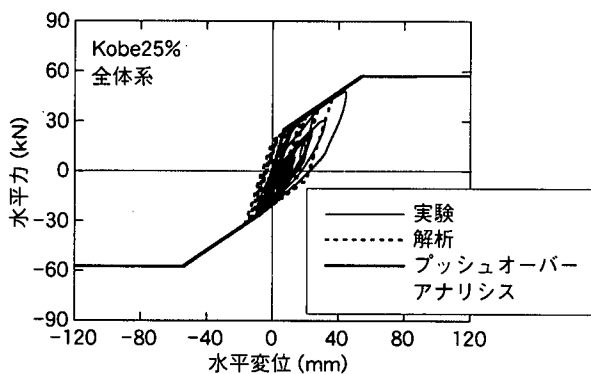


(d) 橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線

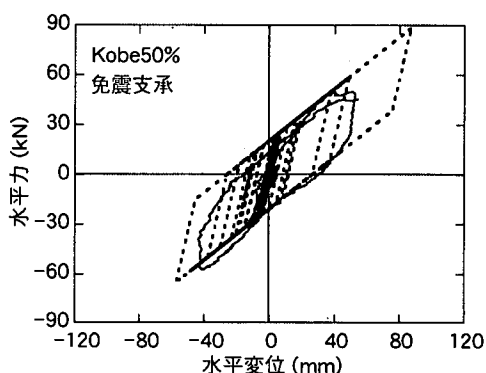
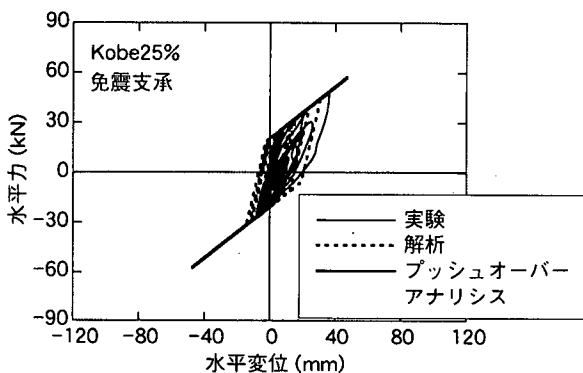
図-26 解析と実験H2の比較



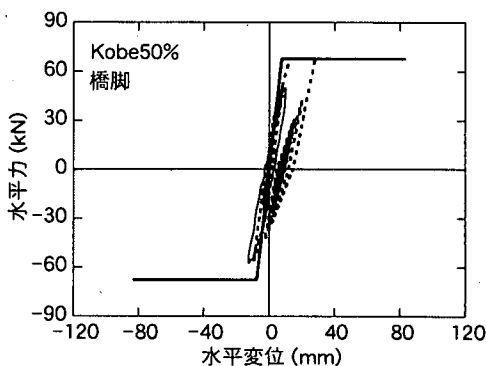
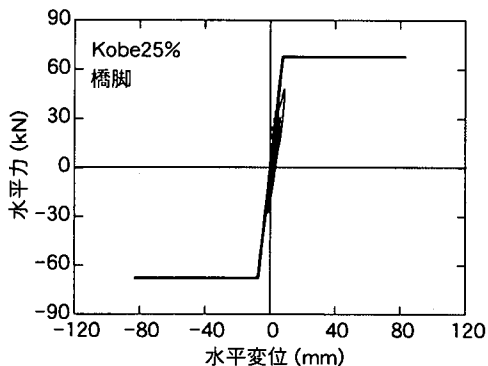
(a) 全体系の変位の時刻歴



(b) 全体系の水平力～水平変位の履歴曲線



(c) 免震支承の水平力～水平変位の履歴曲線



(d) 橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線

図-27 解析と実験H3の比較

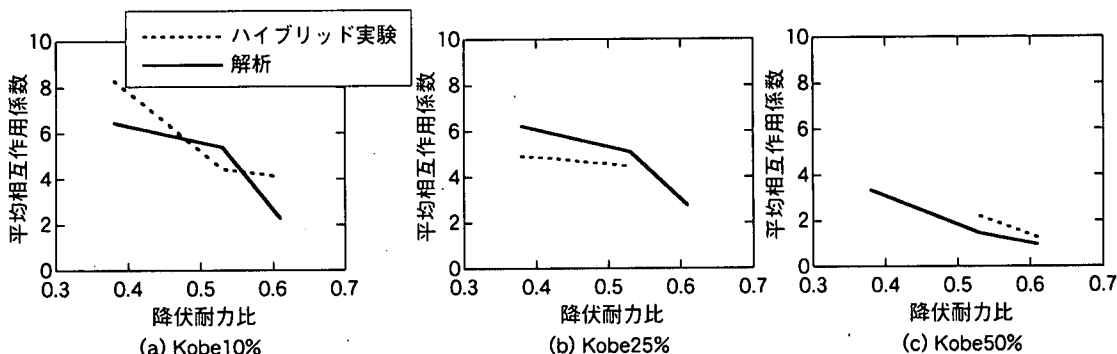


図-28 降伏耐力比と平均相互作用係数の関係

部から橋脚天端までの高さである。

解析モデルに対して、免震支承と橋脚の剛性を等価線形化法²⁶⁾に基づいて求め、固有値解析を行った結果を表-3に示す。ここで、免震支承の剛性としては式(18)より求められる有効設計変位に相当する等価剛性 K_e^b を、橋脚の剛性としては式(19)より求められる降伏曲げ剛性 El_y をそれぞれ用いた。

$$K_e^b = \frac{F_{Be}^b}{u_{Be}} \quad (18)$$

$$El_y = \frac{M_y^p}{3\bar{u}_y^p} h_p^2 \quad (19)$$

ここで、 u_{Be} ：有効設計変位、 F_{Be}^b ：有効設計変位 u_{Be} における免震支承の水平力である。また、前述したように実験H2および実験H3では、免震支承および橋脚の履歴減衰に加えてその他の要因による減衰機構を考慮するため、0.05の粘性減衰を考慮した。このため、本解析でも表-3に示した1次および2次振動モードに対して0.05の減衰定数を与えてRayleigh減衰により減衰を与えた。

なお、これと同じモデルを用いて静的プッシュオーバーアナリシスも行った。第2章(2)で述べたように本ハイブリッド実験では供試体を1質点系にモデル化しているため、ここでは図-25に示す一番上の質点、すなわち桁に相当する質点に静的に漸増荷重を与えた。

(2) 解析と実験の比較

図-26および図-27は、実験H2、H3に対して骨組みモデルによって解析した全体系の水平変位の時刻歴の他、全体系、免震支承、橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線を示した結果である。ここには静的プッシュオーバーアナリシスの結果も示している。なお、Kobe50%を入力した場合は、実験に対しては第

3章(2)で述べた理由によりいずれのケースにおいても5～6秒付近までの結果を、解析に対しては全継続時間内の応答を示している。ただし、Kobe50%を入力した場合において実験および解析結果を比較する際には、実験の精度が保証されている5～6秒付近までの結果に対して比較した。

また、ここで示した全体系、免震支承、橋脚の水平変位は桁の地盤に対する相対変位、免震支承に生じる相対変位、橋脚天端の地盤に対する相対変位をそれぞれ表しており、一方、全体系、免震支承、橋脚の水平力はいずれも桁に作用する慣性力+減衰力を表している。これは、第2章(2)で述べたように本ハイブリッド実験では供試体を1質点系にモデル化しているため、全体系、免震支承、橋脚の水平変位はそれぞれ個別に計測されているが、全体系、免震支承、橋脚の水平力は個別には計測されていないためである。

図-26、図-27によれば、実験H2、H3いずれにおいてもKobe25%を入力した場合には、非線形動的解析および静的プッシュオーバーアナリシスによって求められる結果は、実験より得られた水平変位の時刻歴波形の振幅、位相特性、ならびに水平力～水平変位の骨格および内部履歴曲線を精度よく再現している。同様に、Kobe50%を入力した場合にも、水平力～水平変位の履歴曲線の細部では何点かの違いが認められるが、いずれの実験に対しても解析は実験結果を全体としてよく再現している。

(3) 解析より求められる平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$

橋脚の変位が最大値 u_{pmax} となる近傍における免震支承と橋脚の応答変位の履歴を実験と解析で比較した結果が前述した図-19である。これによれば、いずれの場合にも解析によって実験結果を概ね再現できる。ただし、橋脚の塑性化が顕著である実験H1や実験H2の $u_{pmax}=33\text{mm}$ の場合には、解析におい

ては、橋脚が塑性化すると、その後は橋脚の変位が急速に進展するようになり、実験結果との一致度が低い。これは、前述したように解析では、橋脚の非線形履歴モデルとしてTakeda型のトライリニアモデルを用い、降伏後の剛性をゼロと仮定しているため、いったん橋脚が降伏すると橋脚の変位が急速に大きくなり、この結果、免震支承の変位の進展が抑えられるためである。

式(15)で定義した平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と橋脚の最大変位 $u_{p\max}$ の関係を実験と解析で比較した結果が前出の図-20である。これによれば、ハイブリッド実験から求めた平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は解析によってほぼ再現できると言える。図-20の結果は、同一の降伏耐力比 ζ を有する免震支承/橋脚系に同一地震動を作用させると、強度の大きい地震動を作用させるほど橋脚の損傷が支承の損傷に比較して卓越するようになり、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は減少することを意味する。

また、ハイブリッド実験から求めた降伏耐力比 ζ と平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ の関係(図-21参照)を解析結果と比較すると図-28のようになる。これによれば、同一強度の地震動を受ける場合には、降伏耐力比 ζ が大きい程、支承の損傷に比較して橋脚の損傷が卓越するようになり、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は減少するが、このような特徴を解析は精度よく再現していると言える。

6. 結論

本研究では、高減衰積層ゴム支承を設置したRC橋脚に対してハイブリッド地震応答実験を行い、免震支承と橋脚が同時に塑性化した場合の免震橋の非線形地震応答特性について検討した。本論文に示した検討の結果、得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 同一強度の地震動を受ける場合には、式(1)で定義した降伏耐力比 ζ が大きい程、支承の損傷に比較して橋脚の損傷が卓越するようになり、式(15)で定義した平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は減少する。
- 2) 同一の降伏耐力比 ζ を有する免震支承/橋脚系に同一地震動を作用させると、入力強度の大きい地震動を作用させる程、橋脚の損傷が支承の損傷に比較して卓越するようになり、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は減少する。
- 3) 高減衰積層ゴム支承の場合は降伏後の2次剛性が存在するため、降伏後に急速な変形の進展は生じに

くいが、RC橋脚の場合は降伏後の2次剛性が小さいため、いったん降伏するとその後は急速に曲げ塑性損傷が増大していく。これは、耐震設計における荷重低減係数の評価にも影響を与えると同時に、橋脚の許容じん性率の設定にも大きな影響を与えるため、注意が必要である。

4) ハイブリッド実験と繰り返し載荷実験を比較すると、いずれの場合も橋脚基部付近に生じる最大ひずみや最大曲率はほぼ同程度となるが、これ以外の塑性ヒンジ区間における橋脚の損傷はハイブリッド実験よりも繰り返し載荷を受けた場合の方が大きくなる。これは、ハイブリッド実験よりも繰り返し載荷実験の方が大きな変位振幅による載荷繰り返しの回数が多いため、損傷が基部から塑性ヒンジ上部へと順次進展していくためである。

5) 橋脚を剛性低下型トライリニアモデル、高減衰積層ゴム支承をバイリニアモデルで表し、免震支承/橋脚系モデルを多質点系骨組みモデルにモデル化して非線形動的解析を行うと、動的解析から求めた桁の応答変位や免震支承、橋脚の曲げ塑性の履歴をよく表すことができる。また、上記した1)、2)の特徴も解析によって精度良く再現することができる。

謝辞：免震支承の製作に当たりましては、(株)ブリヂストンの須藤千秋、潤田久也、加藤亨二の各氏にご協力いただきました。また、載荷実験に際しましては、東京工業大学大学院の堺淳一、宇根寛、剣持安伸、米田慶太、長屋和宏(研究当時、建設省土木研究所からの受入れ研究員)の各氏にお世話になりました。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) 林亜紀夫，成田信之，前田研一：大地震時における免震橋梁の下部構造塑性化評価方法，第9回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.1873-1878，1994.
- 3) 飯山かほり，川島一彦，庄司学：免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.701-709，1998.3.
- 4) 阿部雅人，藤野陽三：高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.241-252，1998.10.
- 5) Park, J. and Otsuka, H.: Optimal Yield Level of Bilinear Seismic Isolation Devices, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.28, pp.941-955, 1999.
- 6) 家村浩和：ハイブリッド実験の発展と将来，土木学会論文集，No.356/I-3，pp.1-10，1985.4.
- 7) Mahin, S.A., Shing, P.B., Thewalt, C.R. and Hanson, R.D.: Pseudodynamic Test Method - Current Status and Future Direction, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.8, pp.2113-2128, 1989.

- 8) 家村浩和, 山田善一, 伊津野和行, 南莊淳, 野村武司, 渡邊典男: 強震下における免震橋のサブストラクチャー・ハイブリッド実験, 第22回地震工学研究発表会講演概要集, 土木学会, pp.807-810, 1993.5.
- 9) 中島大輔, 宇佐美勉, 金田一智章: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第25回地震工学研究会講演論文集, 土木学会, pp.733-736, 1999.7.
- 10) 金田一智章, 宇佐美勉, 中島大輔: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.245-257, 2000.7.
- 11) 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.
- 12) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 13) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.179-190, 1995.1.
- 14) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, 1988.2.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 本田利器, 澤田純男: デジタルフィルタを内蔵した時間積分法, 応用力学論文集, 1, pp.389-396, 1998.
- 18) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1973.4.
- 19) 川島一彦, 庄司学, 榎原泰造: 矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.767-776, 2000.3.
- 20) Kawashima, K., MacRae, G., Hoshikuma, J. and Nagaya, K.: Residual Displacement Response Spectrum, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp.523-530, 1998.5.
- 21) 板橋美保, 川島一彦, 庄司学: 橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設定地震力の算定に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.131-144, 1999.4.
- 22) 川島一彦, 永井政伸: 免震橋の荷重低減係数に及ぼすじん性率の設定法, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.235-250, 2001.4.
- 23) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994.1.
- 24) Priestly, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.
- 25) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium*, pp.357-364, 1970.
- 26) 建設省: 道路橋の免震設計法マニュアル (案), 1992.

(2000.8.18 受付)

NONLINEAR HYSTERETIC BEHAVIOR BETWEEN AN ISOLATOR AND A REINFORCED CONCRETE COLUMN IN AN ISOLATED BRIDGE SUBJECTED TO AN EXTREME GROUND MOTION

Kazuhiko KAWASHIMA, Gaku SHOJI and Atsushi SAITO

Because nonlinear hysteretic response occurs in both an isolator and a column in an isolated bridge subjected to an extreme ground motion, there must be a hysteretic interaction between the isolator and the column. This paper presents a series of hybrid loading tests that were conducted to clarify the nonlinear hysteretic behavior between the isolator and the column. It is found that the column hysteretic behavior progresses when the restoring force of the isolator reaches the yielding force of the column. It is important that the plastic deformation progresses only in the column over this range.