

免震橋に対する繰り返し載荷実験 およびハイブリッド実験

庄司学¹・川島一彦²・斎藤淳³

¹正会員 修(工) 東京工業大学助手 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(同上)

³正会員 株式会社間組 四国支店徳島営業所
(〒778-0020 徳島県三好郡池田町字州津西ノ久保250-1)

1. はじめに

橋梁の免震設計においては、過度の長周期化が上部構造の過度の応答変位を招くことなどから、免震橋の固有周期は非免震橋の固有周期の2倍程度に設定される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だけでなく橋脚も非線形化する可能性がある。免震支承とRC橋脚が同時に非線形化する場合には、免震支承とRC橋脚の非線形応答に相互作用が生じる。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^{2)~6)}、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い。そこで、本論文では、高減衰積層ゴム支承を有するRC橋脚に対して繰り返し載荷実験およびハイブリッド実験を行い、免震支承および橋脚が同時に非線形化した場合の免震橋の地震応答特性について検討した。

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。RC橋脚としては、主鉄筋の径と本数を変化させて、降伏耐力 P_y^p が異なる3タイプの橋脚(以下、タイプA～C橋脚と呼ぶ)を用いた。免震支承としては同一仕様の3基の高減衰積層ゴム支承(以下、HDR1～3と呼ぶ)を用いた。3基の免震支承はいずれも図-1に示すように同一の形状・寸法であり、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 $\tau = u_{Be} / \sum l_e = 108\%$)として設計した。本免震支承に対して、2.56MPa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、

HDR1を例に示すと図-2のようになる。加振周期は50秒とし、10回の繰り返し載荷を行った。図-2には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結果も併せて示している。

図-3に各橋脚の断面を示す。主鉄筋としては、タイプA橋脚ではD13/SD295Aを12本、タイプB橋脚ではD16/SD295Aを8本、タイプC橋脚ではD13/SD295Aを20本それぞれ配置した。主鉄筋比 ρ_l はタイプA～C橋脚でそれぞれ0.95%、0.99%、1.58%となる。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 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-4のようになる。ここでは、石橋、吉野⁷⁾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、上記の降伏変位 u_y^p と終局変位 u_u^p を補正した。図-4には、図-2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 P_y^b/P_y^p を降伏耐力比 ξ として定義すると、タイプA～C橋脚でそれぞれ0.61、0.53、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 ξ 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 ξ はこの2倍程度大きい。これは、本実験では、降伏耐力比 ξ を高め、橋脚の塑性化が進展しやすいようにしたためである。

2.2 実験方法および計測項目

本実験では、図-5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

表-1 実験ケース

実験ケース	実験方法	橋脚番号	橋脚タイプ	支承
C1	繰返し載荷	P1	タイプA	HDR1
C2		P2		HDR2
C3		P3		HDR2
H1	ハイブリッド	P4	タイプA	HDR1
H2		P5		HDR2
H3		P6		HDR3

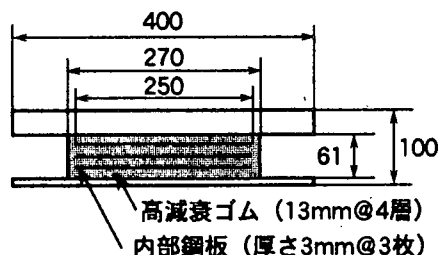


図-1 HDR型免震支承

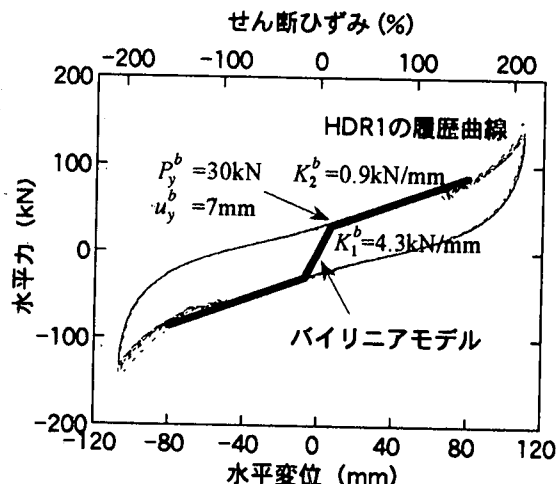


図-2 免震支承の水平力～水平変位関係

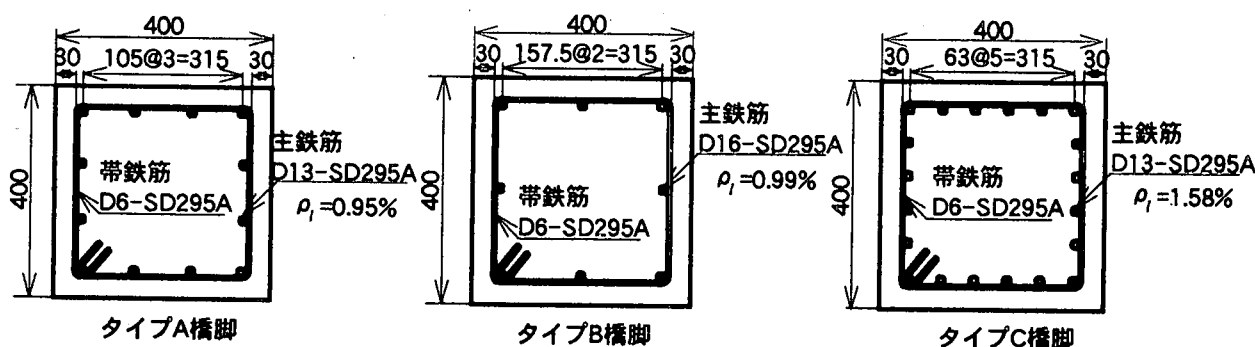


図-3 対象とする橋脚

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）に対して載荷を行った。

繰返し載荷実験における載荷方法としては、変位制御による一定振幅漸増方式とし、各載荷変位における繰返し回数は3回とした。また、図-4に示したように免震支承の降伏変位 u_y^b の方が橋脚の降伏変位 u_y^p よりも小さく、免震支承が先に降伏するため、図-2に示した免震支承の降伏変位 $u_y^b = 7\text{mm}$ を目安として、実験C1およびC2では約10mmずつ、実験C3では約5mmずつ載荷変位を漸増させた。

ハイブリッド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）としてモデル化した。数値積分法としてHilberら⁸⁾のHHT α -法を採用したShingら⁹⁾による計算アルゴリズムを用いた。モデル化およびパラメータ設定については参考文献10に詳述しているため、ここでは割愛する。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%～50%に縮小した波形（以下、Kobe10%～Kobe50%と呼ぶ）を用いた。

また、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）の主鉄筋に高さ25mm～225mmまでの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。さらに、実験C3および

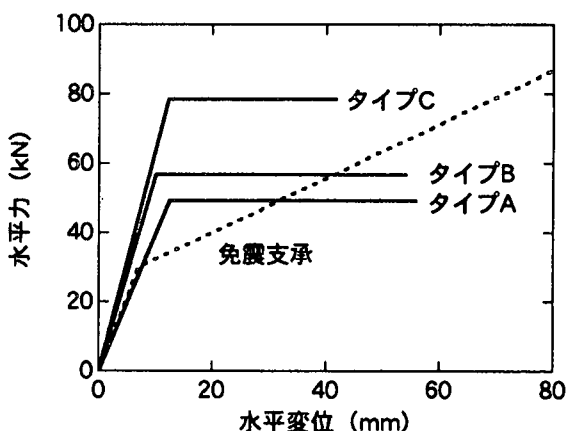


図-4 免震支承と橋脚の水平力～水平変位関係

実験H2, H3では、橋脚基部から高さ25mmの位置より50mm間隔で断面中央部に直径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¹¹⁾

3. 免震支承と橋脚の非線形化の評価

3.1 免震支承と橋脚の最大変位の変化

図-7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

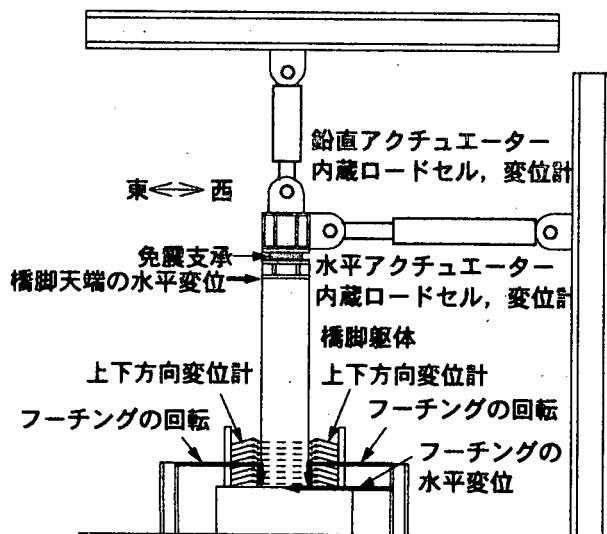


図-5 载荷状況

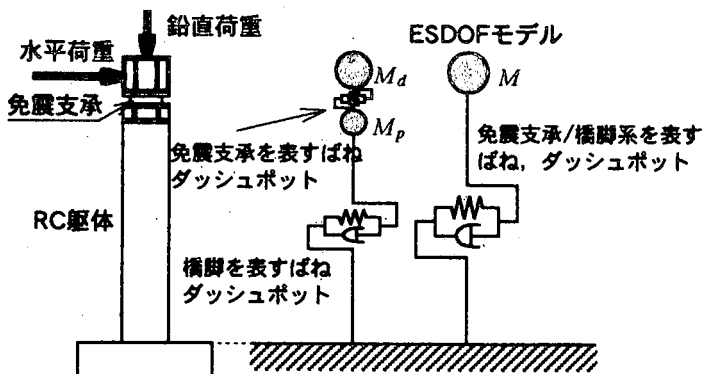
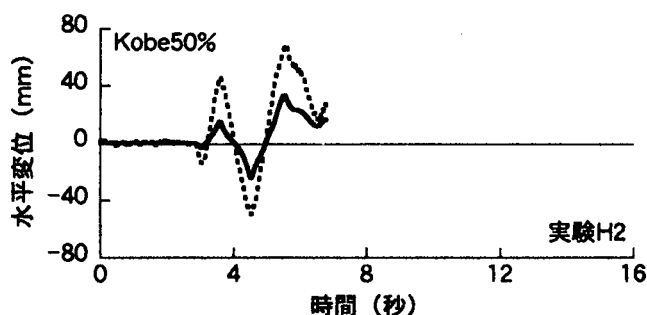
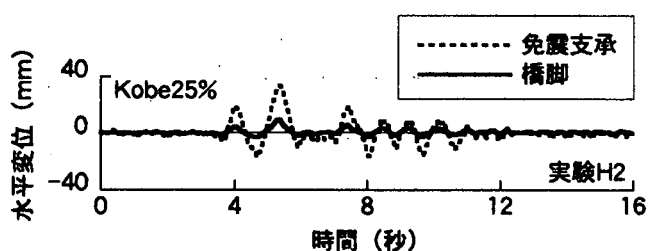
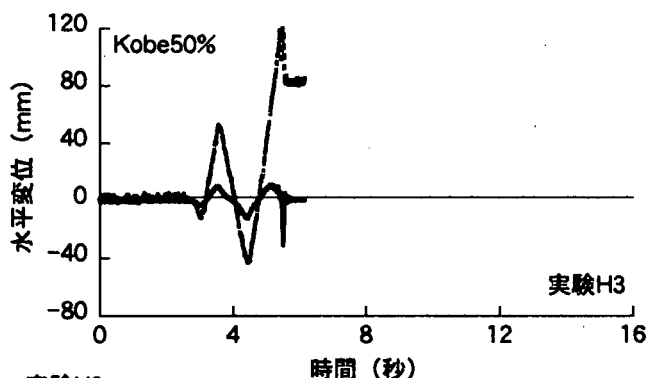
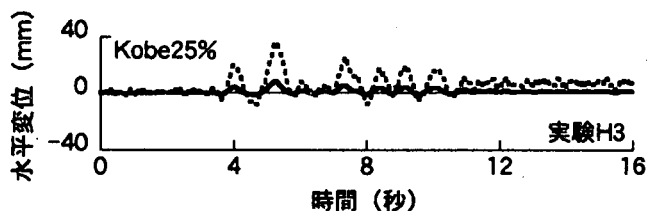


図-6 ハイブリッド実験のモデル化



(a) 実験H2



(b) 実験H3

図-7 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

の免震支承と橋脚の応答変位を示す。なお、実験H2のKobe50%の場合には、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、免震支承の応答精度が保証できなくなったため、ここでは6秒付近までの結果のみを示している。また、実験H3のKobe50%の場合には、6秒付近で免震支承が破断したため、その時点で载荷を中止した。

図-7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^p 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。

3.2 平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$

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。

$$\gamma(t) = \frac{u_b(t)}{u_p(t)} \quad (1)$$

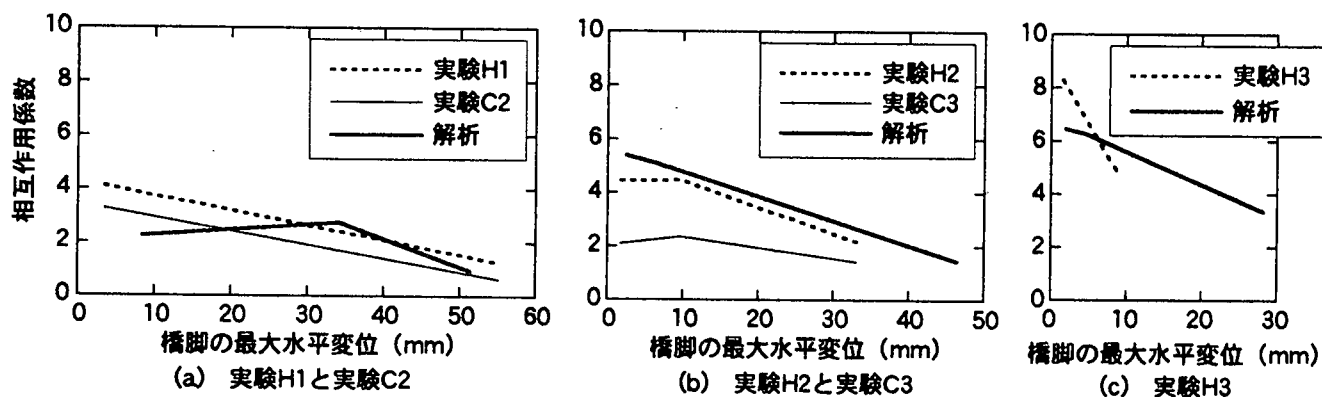
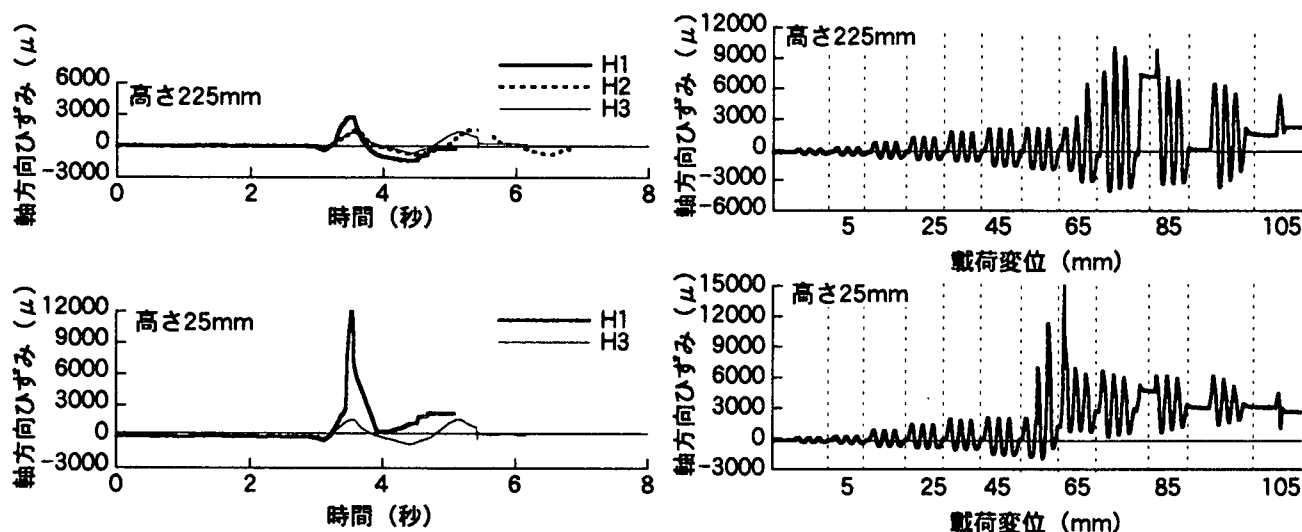


図-8 橋脚の最大水平変位と相互作用係数の関係



(a) ハイブリッド実験 (Kobe50%)

(b) 実験C2

図-9 主鉄筋に生じる軸方向ひずみ

これを時刻 t に対して平均した値を次式のように平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と定義する。

$$\bar{\gamma} = \text{Average} \{ \gamma(t) \}_{\text{for } t} \quad (2)$$

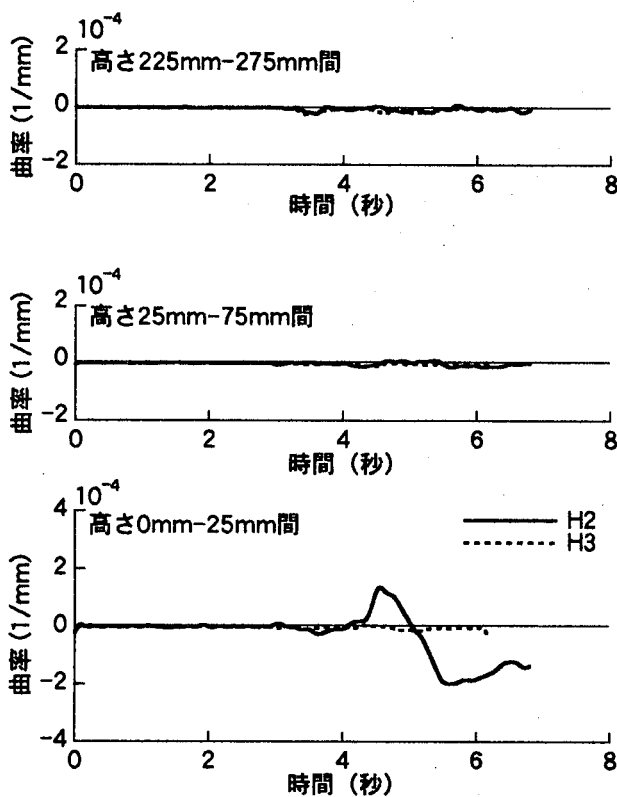
平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は橋脚の変形に対する免震支承の変形の度合いを表しており、 $\bar{\gamma} \approx 1$ に近づくほど橋脚の非線形化が進展したことを意味する。このようにして求めた平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と橋脚の最大変位 u_{pmax} の関係を示すと図-8のようになる。図-8には、後述する非線形動的解析による結果も比較のために示している。また、ハイブリッド実験と繰り返し載荷実験の比較は次節で取りあげる。

図-8によれば、橋脚の最大変位 u_{pmax} 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_{pmax} 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。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。

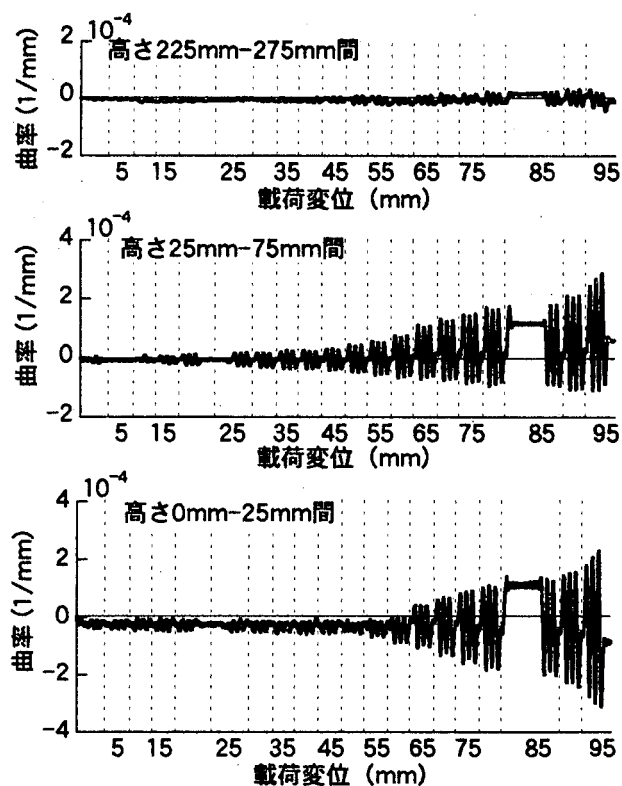
3.3 ハイブリッド実験と繰り返し載荷実験の比較

図-9には主鉄筋に生じる軸方向ひずみを、図-10には橋脚躯体に生じる曲率をそれぞれ示す。また、実験終了時点における橋脚の損傷を図-11に示す。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。

図-9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～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-11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-10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-11によれば、実験C3では基部～高さ300mm付近までにか



(a) ハイブリッド実験 (Kobe50%)



(b) 実験C3

図-10 橋脚躯体に生じる曲率

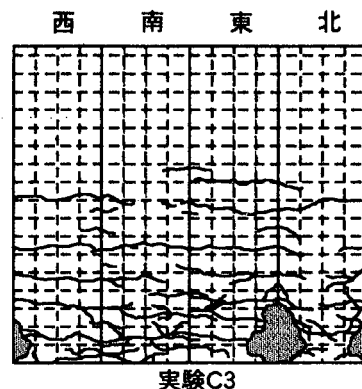
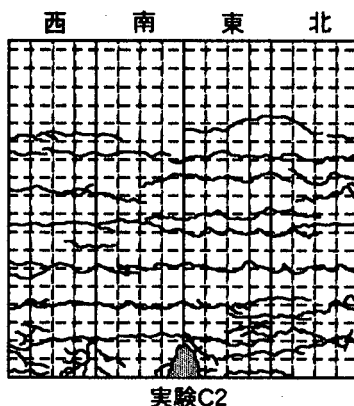
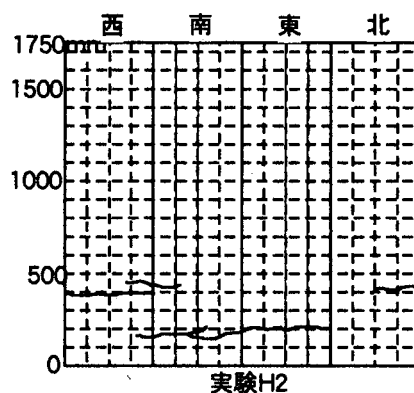
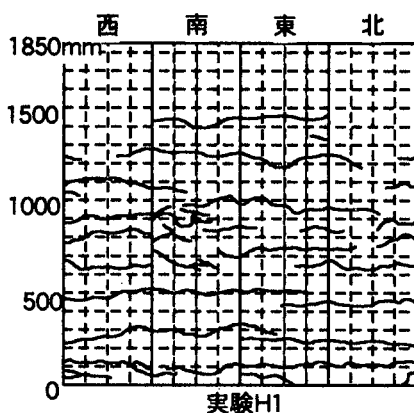


図-11 橋脚の損傷状況

ぶりコンクリートの剥離が生じているが、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。

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、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。これは、繰り返し載荷実験では載荷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、ハイブリッド実験では最初の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。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影響していると考えられる。

4. ハイブリッド実験と非線形動的解析の比較

4.1 解析モデル

供試体を図-12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、ハイブリッド実験結果と比較した。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-2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。

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

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、免震支承の剛性として有効設計変位に相当する等価剛性 K_e^p を、橋脚の剛性として降伏曲げ剛性 EI_y をそれぞれ用い、固有値解析を行った結果を表-2に示す。解析においては、表-2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減衰を仮定した。

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。2.2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-12に示す桁に相当する質点に静的に漸増荷重を与えた。

4.2 解析と実験の比較

図-13は、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、実験H2を一例に示した結果である。なお、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。

図-13によれば、Kobe25%、Kobe50%のいずれを

表-2 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

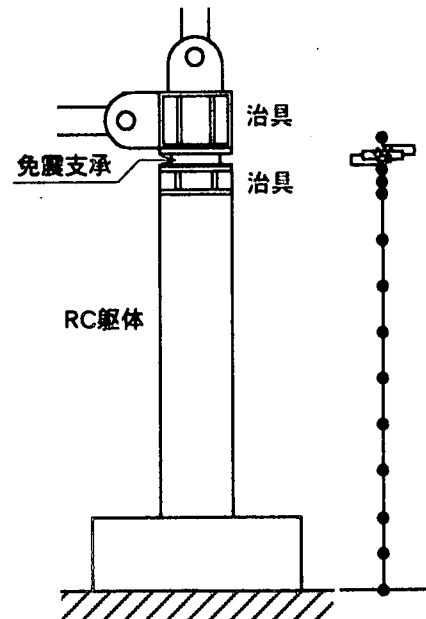


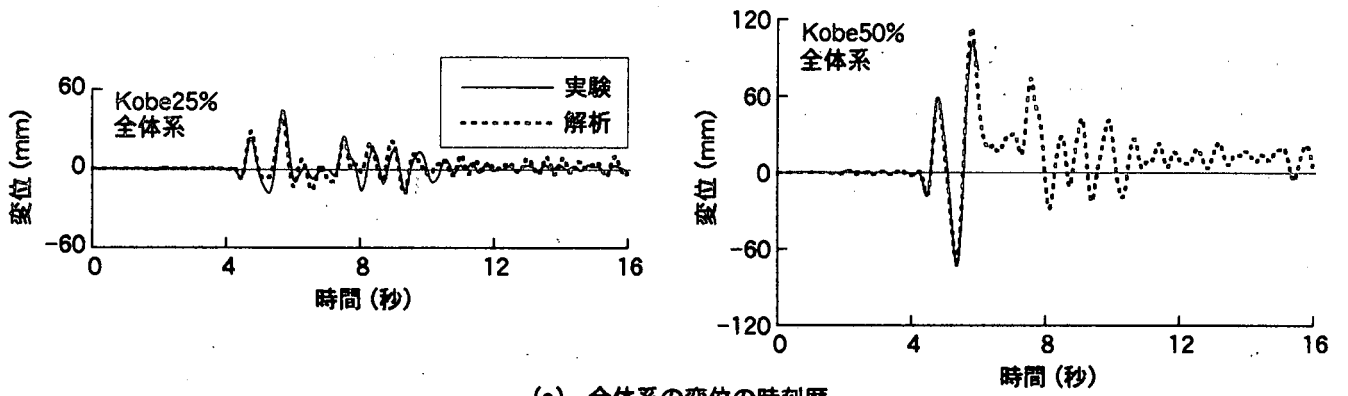
図-12 骨組みモデル

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、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、水平力～水平変位の履歴曲線をほぼ再現している。

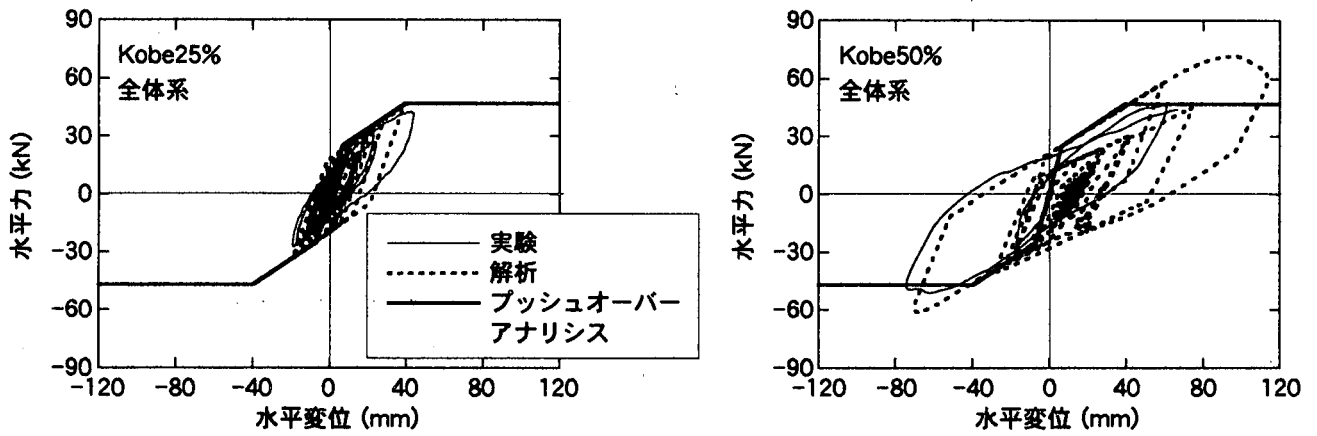
4.3 解析より求められる平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$

式(2)で定義した平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と橋脚の最大変位 u_{pmax} の関係を実験と解析で比較した結果が前出の図-8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-8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。

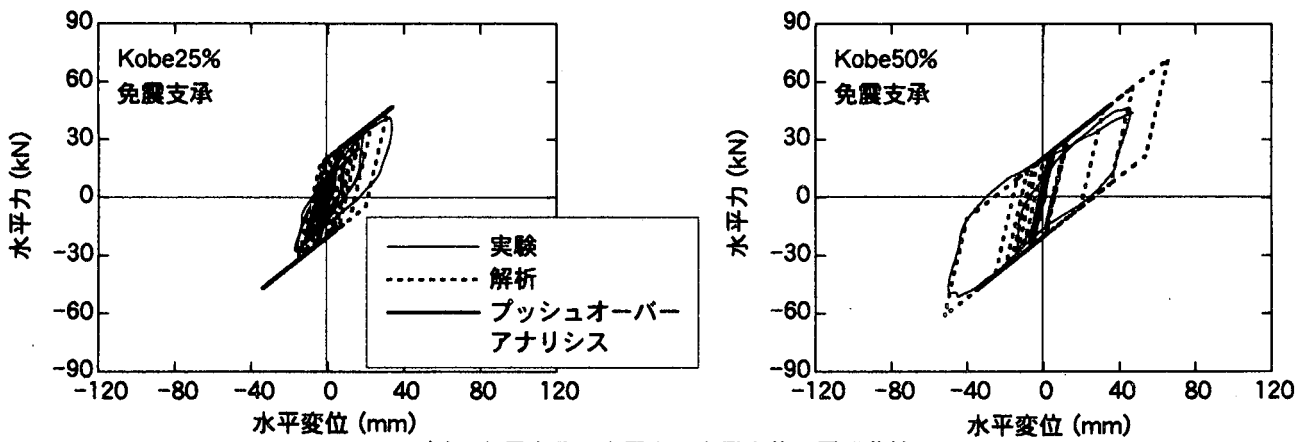
また、ハイブリッド実験から求めた降伏耐力比 ζ と平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ の関係を解析結果と比較すると図-14のようになる。これによれば、同一強度の地震動を受ける場合には、降伏耐力比 ζ が大きい程、支承の損傷に比較して橋脚の損傷が卓越するようになり、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は減少するが、このような特徴を解析は精度よく再現している。



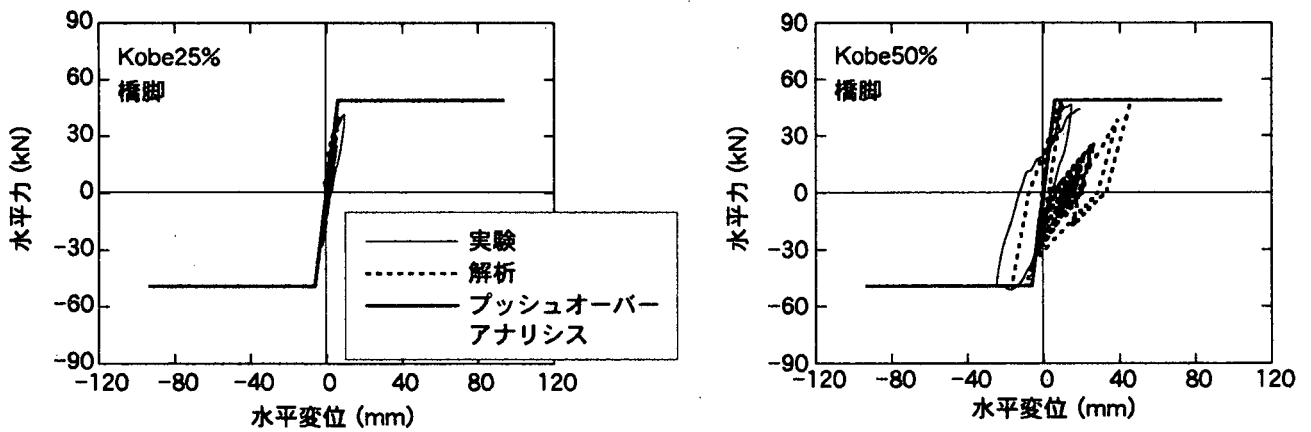
(a) 全体系の変位の時刻歴



(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-13 解析と実験H2の比較

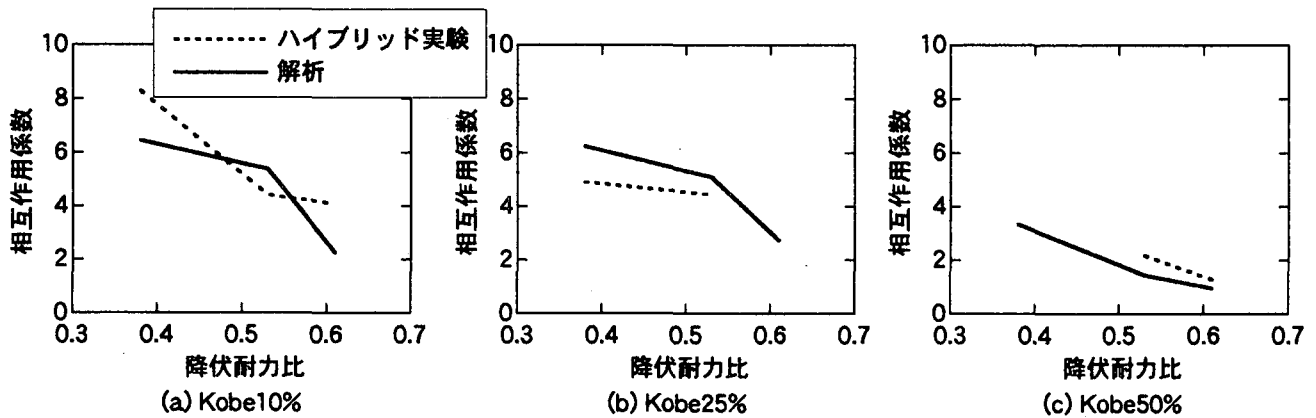


図-14 降伏耐力比と相互作用係数の関係

5. 結論

本研究では、高減衰ゴム支承を設置したRC橋脚に対して繰り返し載荷実験およびハイブリッド実験を行い、免震支承と橋脚が同時に非線形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。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、降伏耐力比 ξ 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。また、同一の降伏耐力比 ξ 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程、橋脚の損傷が支承の損傷に比較して卓越し、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は減少する。
- 2) 高減衰ゴム支承では降伏後の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。橋脚では降伏後の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橋脚の曲げ塑性損傷が増大する。これは、耐震設計における荷重低減係数の評価や橋脚の許容じん性率の設定に大きな影響を与えるため、注意が必要である。
- 3) 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、繰り返し載荷実験の方が大きな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。
- 4) 橋脚を剛性低下型トライリニアモデル、高減衰ゴム支承をバイリニアモデルで表し、免震支承/橋脚系を多質点系骨組みモデルに置換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、免震支承および橋脚の水平力～水平変位の履歴をよく表すことができる。

謝辞：免震支承の製作に関しましては（株）プリチストンの須藤千秋、潤田久也、加藤亨二の各氏にご協力いただきました。実験に際しましては、東京工業大学川島研究室の方々に大変お世話になりました。

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) Park, J. and Otsuka, H. : Optimal Yield Level of Bilinear Seismic Isolation Devices, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.28, pp.941-955, 1999.
- 5) 家村浩和，山田善一，伊津野和行，南荘淳，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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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，投稿中。
- 11) 川島一彦，庄司学，榊原泰造：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.