

免震鋼製橋脚の1自由度系ハイブリッド実験 に関する妥当性の検討

中島大輔¹, 葛西昭², 宇佐美勉³

¹ 学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程 (前期課程) (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

² 正会員 工修 名古屋大学 助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³ フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

1. 緒言

橋脚に免震支承を設置した場合の実験的研究は、例えば、家村ら^{1)~3)}によるサブストラクチャー化された地震応答実験、あるいは、足立ら⁴⁾による振動台実験などに代表されている。著者らも、免震支承を有する鋼製橋脚 (以下、免震鋼製橋脚) に関して、ハイブリッド地震応答実験^{5),6)}を行っている。この実験の特徴は、2自由度系で表される実験対象に対して固有ベクトルを用いて1自由度系に縮約した等価1自由度系モデルによって、地震応答実験を行うところにある。

また、免震支承を有する橋脚の地震応答解析としては、川島ら⁷⁾、大塚ら⁸⁾、林川ら⁹⁾など、多数の研究事例があり、多くの解析モデルを想定しているが、2質点2自由度系にモデル化して行われることが最も効率的なようである。著者らも文献10)で見られるように2質点2自由度系モデルによる解析を通じて、免震鋼製橋脚の地震時挙動の解明に努めてきている。この中では、免震支承部の復元力モデルは、文献11)の記述に準じた移動硬化型バイリニアモデルとし、鋼製橋脚部の復元力モデルは、2パラメータモデル¹²⁾とすることで、弾塑性地震応答解析を行い、免震鋼製橋脚の耐震性能に関して、詳細な検討を施している。

以上では、著者らは実験的および解析的研究を行っているが、実験時の等価1自由度系への縮約は、2次モードを表現できないため、その妥当性が十分検討されていない。そこで、本研究では、文献5)で述べている実験手法の妥当性を2質点2自由度系モデルによる地震応答解析を用いて検証することを目的とする。以下に、本研究で行う検討内容をまとめる。

- ① 鉛プラグ入り積層ゴム支承の定振幅繰り返し載荷実験結果より、免震支承に対する復元力モデル (移動硬化型バイリニア) を作成する。
- ② 支承部に上記の復元力モデルを、橋脚部に2パラ

メータモデル¹²⁾を適用した2質点2自由度系の弾塑性地震応答解析を行い、実験で用いられた免震鋼製橋脚の地震時挙動を推定する。

- ③ 等価1自由度系とした実験手法の精度を解析結果のモード分析により検証する。

2パラメータモデルは既に、非免震鋼製橋脚に対する実験結果を非常に精度良く模擬することが立証されている¹²⁾ため、本研究においては、上記の②の解析結果を真値ととらえ、実験結果と解析結果を比較することで、実験手法の妥当性を検討する。具体的には、2次モードの発生頻度について検討し、1次モードが卓越的であることの立証を基に、妥当性について議論する。

2. 免震支承 (LRB) の復元力特性

橋脚部の復元力モデルは、精度の実証されているモデルを用いるため、免震支承においても、精度の確認されているモデルを使用することによって、実験手法の妥当性を論ずることができる。そこで、まず、免震支承の復元力モデルを作成するために行った免震支承 (LRB) の性能試験についてまとめる。なお、ここで述べる実験に関しては、文献13)に詳細が述べられている。従って、ここでは、その概要を述べておく。

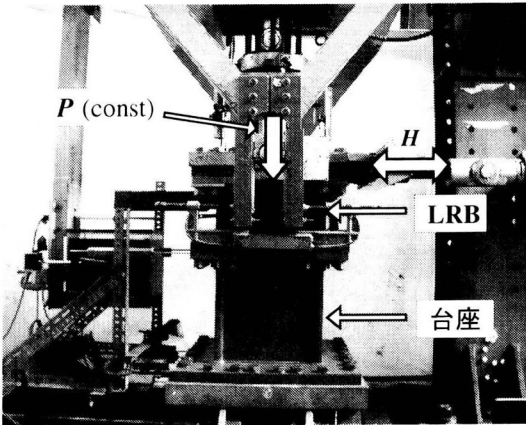
性能試験に用いた支承は3体 (表-1参照) であり、各支承の設計条件⁵⁾は表-2に示す通りである。実験は、一定鉛直荷重の下で、水平に正負の両方向に同じ変位 (ただし、せん断ひずみが100%、あるいは50%に対応する変位) を与える定変位繰返しせん断載荷試験を行った。また、鉛直荷重は、294kNと490kN (それぞれ、面圧にして2.04MPa、3.40MPaに相当) の2種類を想定した。ここで、表-1中の諸量は a = LRBの正方形断面の一片の長さ、 h_B = LRBの本体高さ、 A_P = 鉛プラグの面積、 A_R = 天然ゴムの断面積、 G = 天然ゴムのせん断弾性係数、 t_R = 天然ゴム1層の厚さ、 n_R = 天

表－ 1 免震支承 (LRB) の寸法と断面諸量

支承タイプ	a (mm)	h_B (mm)	A_P (mm ²)	天然ゴム					内部鋼板		
				A_R ($\times 10^5$ mm ²)	G (kPa)	t_R (mm)	n_R	Σt_R (mm)	t_{ip} (mm)	n_{ip}	Σt_{ip} (mm)
Case1	380	181	7854	1.37	588	11	9	99	3	8	24
Case2	380	125	4536	1.40	784	11	5	55	3	4	12
Case3	380	111	6648	1.38	980	11	4	44	3	3	9

表－ 2 免震支承の設計条件

	Case1	Case2	Case3
T_{target} (sec)	2.0	2.0	1.5
H_d/W	0.20	0.12	0.175
T_{target} :免震橋脚の目標固有周期 H_d :降伏荷重 W :上部構造重量			



写真－ 1 性能試験装置

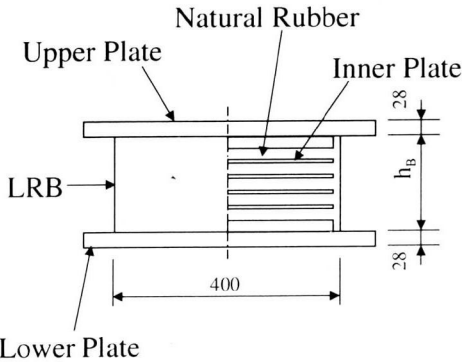
然ゴムの層数, Σt_R = 総ゴム厚, t_{ip} = 内部鋼板の厚さ, n_{ip} = 鋼板の層数, Σt_{ip} = 内部鋼板厚 であり, 断面図は図－ 1 に示す通りである。

性能試験装置は, 写真－ 1 に示すように, 十分に剛な台座の上に LRB を設置し, 鉛直ジャッキによる一定鉛直荷重 P と, 水平アクチュエーターによる LRB 上部に水平荷重 H を载荷した。また, 1 ループのみでは完全なループを描かず, 正確な履歴吸収エネルギーを求めることができないため, 2 ループ行うものとした。

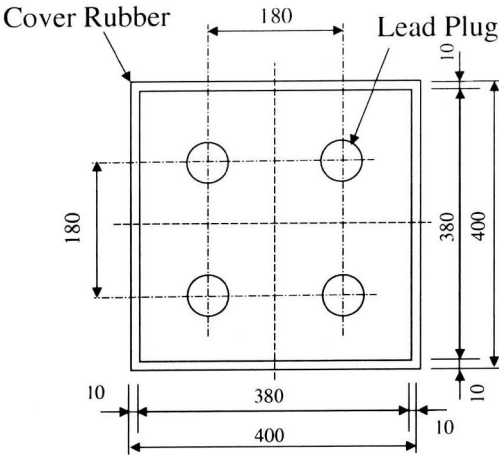
LRB の復元力特性は, バイリニア型に似た形状を呈するため, この性能試験結果を基に, 図－ 2 に示す諸量を算定する。ここで, $K_{1,B}$ =LRB の 1 次剛性, $K_{2,B}$ = 2 次剛性, $H_{d,B}$ = 降伏荷重, $K_{r,B}$ = 除荷域剛性, K_{Be} = 等価剛性である。その結果を表－ 3 に示す。ここで, E_B は免震支承の履歴吸収エネルギーである。なお, 解析に用いる諸量は, 鉛直荷重を 294kN, 最大せん断ひずみを 100%とした場合の値を用いた。

3. 免震鋼製橋脚の実験概要と解析概要

本研究で行う検討に必要な実験概要と, 解析手法についてまとめる。なお, 実験に関しては, 文献 5), 6), 解析に関しては, 文献 10) が詳しいので, そちらを参照されたい。

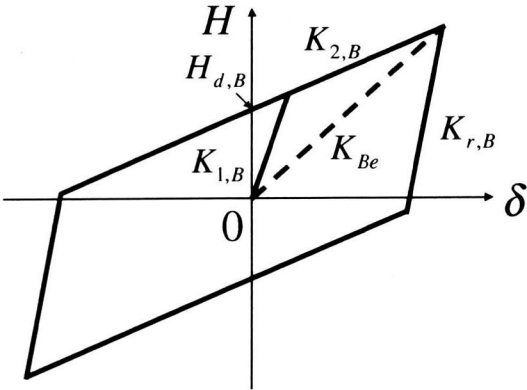


(a) Side View of LRB



(b) Cross Section of LRB

図－ 1 LRB の断面図



図－ 2 バイリニアモデル (移動硬化型)

表－ 3 LRB の性能試験結果

LRB	最大せん断ひずみ (%)	最大変位 (mm)	鉛直荷重 (kN)	$H_{d,B}$ (kN)	$K_{1,B}$ (kN/mm)	$K_{2,B}$ (kN/mm)	$K_{r,B}$ (kN/mm)	K_{Be} (kN/mm)	E_B $\times 10^3$ (kN・mm)
Case1	50	49.5	294	20.4	4.53	0.863	6.51	1.43	0.372
			490	25.3	9.50	0.804	7.82	1.44	0.464
	100	99.0	294	33.5	5.36	0.794	3.50	1.11	1.16
			490	35.7	7.50	0.716	4.73	1.06	1.28
Case2	50	27.5	294	7.85	5.29	2.18	6.24	2.33	0.081
			490	12.5	16.0	2.10	6.42	2.39	0.123
	100	55.0	294	12.4	5.40	1.89	7.73	2.07	0.261
			490	16.1	5.93	1.82	6.33	2.08	0.331
Case3	50	22.0	294	26.7	14.9	3.38	16.4	4.16	0.214
			490	30.9	16.0	3.03	26.9	4.26	0.257
	100	44.0	294	35.0	12.5	2.52	10.9	3.31	0.558
			490	37.8	14.2	2.42	18.7	3.40	0.629

表－ 4 供試体橋脚実測寸法及び構造パラメータ

橋脚	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	γ/γ^*	R_f	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	H_y (kN)	δ_y (mm)
S35-35	1033	206	4.82	26	4.82	3.7	0.332	0.355	0.179	99.6	5.90
S35-45	1328	206	4.75	26	4.75	3.8	0.454	0.334	0.178	80.9	9.68

h =橋脚高さ, b =フランジ幅, t =板厚, b_s =補剛材板幅, t_s =補剛材板厚, γ =縦方向補剛材剛比, γ^* =線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の最適剛比, R_f =幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ, $\bar{\lambda}_s$ =補剛材細長比パラメータ, H_y =降伏荷重, δ_y =降伏変位

表－ 5 橋脚と LRB の組み合わせ

橋脚	免震支承	入力地震動	地盤種	P/P_y	P (kN)
S35-35	Case1	Type2・G.T.II	II	0.172	339
	Case2	JMA-NS	I	0.205	405
		Type2・G.T.II	II	0.172	310
		JRT-NS	II	0.172	310
		Type2・G.T.III	III	0.148	292
	Case3	Type2・G.T.II	II	0.172	339
S35-45	Case2	Type2・G.T.II	II	0.140	277
		JRT-NS	II	0.140	277

3.1 ハイブリッド地震応答実験^{5),6)}

比較対象となる免震鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験に用いられた供試体の諸パラメータ, 入力地震動についてまとめる。

鋼製橋脚部は, 高さの異なる供試体を 2 体用いた。断面形状は, フランジ板, ウェブ板にそれぞれ 2 本ずつ補剛材を有する正方形補剛箱形断面とし, 板厚 4.5mm の SM490YA 材を用いた。表－ 4 に橋脚の諸パラメータを示す。なお, 表中の R_f , $\bar{\lambda}$, $\bar{\lambda}_s$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1 - \mu_s^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E}} \quad (3)$$

ここで, b = フランジ板幅, t = フランジ板厚, σ_y = 鋼材の降伏応力, E = 鋼材の弾性係数, μ_s = 鋼材のポアソン比, $k = 4n^2$ = 板の座屈係数, n = 補剛材で囲まれたサブパネル数 (=3), h = 橋脚高さ, r = 鋼断面

の断面 2 次半径, a = ダイアフラム間隔, $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接パネル (幅 = b/n) からなる T 形断面を有する板パネルにおいて, パネルに平行な主軸まわりの断面 2 次半径, σ_{ys} = 補剛材の降伏応力, Q = 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度である。なお, 実橋レベルとの相似比を 1/8 とした。

免震支承部は, 前述の 3 体を用いたので, 表－ 1～3 を参照されたい。

入力地震動は, 兵庫県南部地震時の観測地震動の内, I 種地盤用として神戸海洋気象台観測地震動 NS 成分 (JMA-NS), II 種地盤用として JR 鷹取駅観測地震動 NS 成分 (JRT-NS) の 2 波, および, 道路橋示方書¹⁴⁾ に規定される地震時保有水平耐力照査に用いる Level2, TypeII 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように修正された地震動として, II 種地盤用に JRT-NS の修正地震動 (TypeII・G.T.II), III 種地盤用に東神戸大橋観測地震動の修正地震動 (TypeII・G.T.III) の 2 波で計 4 地震動を用いた。ただし, 各地震動は, 加速度に大きな特徴のある 20 秒間を取り出し, その後に自由振動のために加速度が零の成分を 5 秒間加え, 全体として 25 秒間の地震動とした。

実験手法としては, 前述のとおり 2 自由度系モデルを等価 1 自由度系モデルに縮約して行われている。縮約方法の基本は文献 15), 16) に従っている。詳細は文献 5) を参照されたい。

なお, 表－ 5 に, 実験を行った橋脚, 免震支承, 及び入力地震動の組み合わせを示す。また, 参考のために軸圧縮力比 (軸圧縮力 P / 全断面降伏軸圧縮力 P_y), 軸圧縮力 P も載せている。

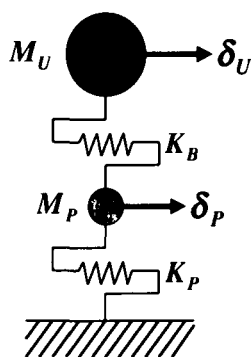


図-3 免震橋脚のモデル

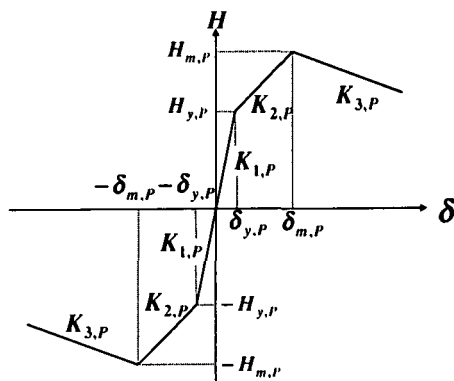
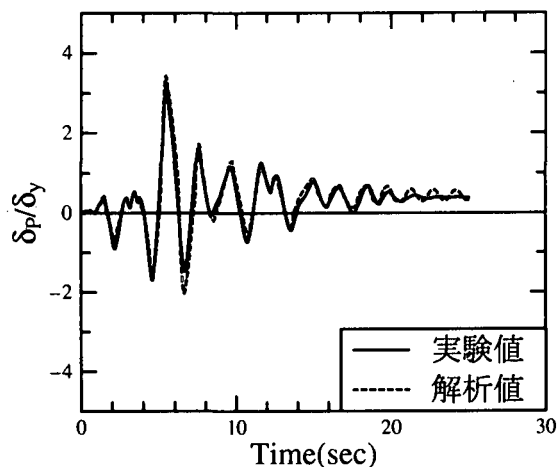
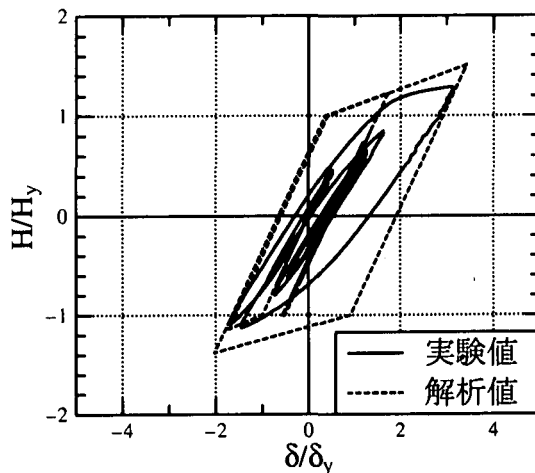


図-4 橋脚の復元力モデル



(a) 水平変位



(b) 復元力

図-5 橋脚頂部の応答水平変位の比較 (橋脚:S35-35, 支承:Case2, 地震動:JRT-NS)

3.2 弾塑性地震応答解析

免震鋼製橋脚に対する弾塑性地震応答解析の解析モデルについての概要をまとめる。

解析モデルは、図-3に示すように、橋脚頂部と上部構造に質点を有し、水平地震動を受ける2質点2自由度系モデルとした。橋脚の減衰定数を $\xi_P=0.05$ 、免震支承の減衰定数を $\xi_B=0$ とし、減衰マトリクス $[C]$ はWilson, Penzienらが提案した減衰マトリクス^{17),18)}を採用する。その際のモード別減衰定数は、ひずみエネルギー比例型減衰定数とし、橋脚上部の集中質量 M_P は橋脚全体の質量の30%とした。いずれも道路橋示方書¹⁴⁾に準拠している。また、解析時間間隔は、 $\Delta t=0.01(\text{sec})$ とした。なお、図-3において、 K_P =橋脚の剛性、 K_B =支承の剛性、 M_U =上部構造重量である。

橋脚の復元力モデルは、図-4に示すようなトリリニア型の骨格曲線を持つ2パラメータモデル¹²⁾を使用した。2パラメータモデルの詳細は文献12)を参照されたい。なお、免震支承の復元力モデルは前述の通りである。

4. 等価1自由度系への縮約の妥当性

ハイブリッド地震応答実験による結果と、解析結果を比較することにより、等価1自由度系への縮約の妥当性について検討する。まず、比較するにあたって、1例として、橋脚にS35-35、免震支承にCase2、入力地震動としてJRT-NSを用いた場合について、実験値と解析値の変位を比較し、解析時の2次モードの発生頻度を検討する。最後に、表-5にある全ての実験例について最大応答変位、残留変位に着目して比較する。

4.1 応答変位、復元力に関する比較

図-5に橋脚頂部における(a)応答水平変位時刻歴、(b)復元力履歴ループを示す。ただし、いずれの図も橋脚の降伏変位 δ_y 、あるいは降伏荷重 H_y で無次元化されている。図-5(a)より、どの時刻においても、実験値と解析値の変位量および周期特性がほぼ等しい。また、図-5(b)では、解析値の除荷域剛性が実験値のそれより大きくなっていることが分かる。これは、①橋

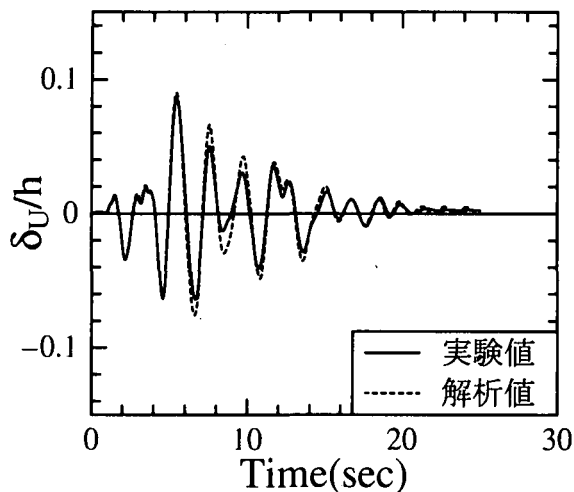


図-6 上部構造の応答水平変位の比較 (橋脚:S35-35, 支承:Case2, 地震動:JRT-NS)

脚および免震支承の復元力をトリリニア、バイリニアで近似したこと、② 免震支承の大変位による付加的な $P-\Delta$ 効果などが考えられる。

図-6 は、上部構造の水平変位 (免震支承上部の水平変位) の実験値と解析値を比較したものである。この図より、最大応答変位、残留変位ともに実験値と解析値とがよく一致していることが分かる。

以上より、応答変位に関しては、精度良く実験値と解析値が一致する。特に、最大応答変位については精度が良い。この例では、残留変位も比較的一致していたが、残留変位については、後述のとおり、精度にあまり期待はできない。

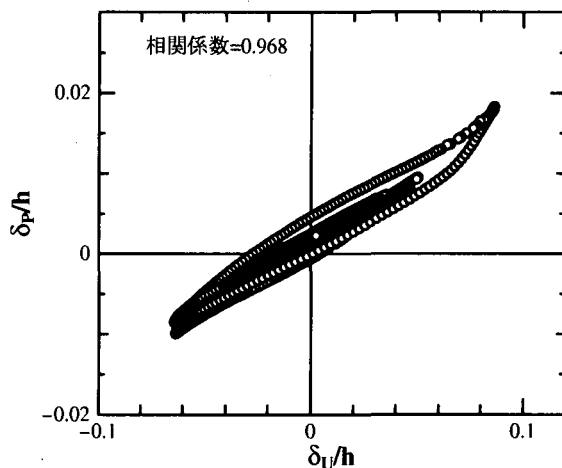
4.2 2次モードの発生頻度に関する検討

前節では、応答変位推定の観点から、精度を検討したが、実験における等価1自由度系への縮約の妥当性を評価するためには、実験時及び解析時における2次の振動モードの発生頻度を検討する必要がある。そこで、まず、上部構造と橋脚頂部の応答変位を基に2次モードについて検討し、続いて、同箇所の応答加速度を基に検討する。

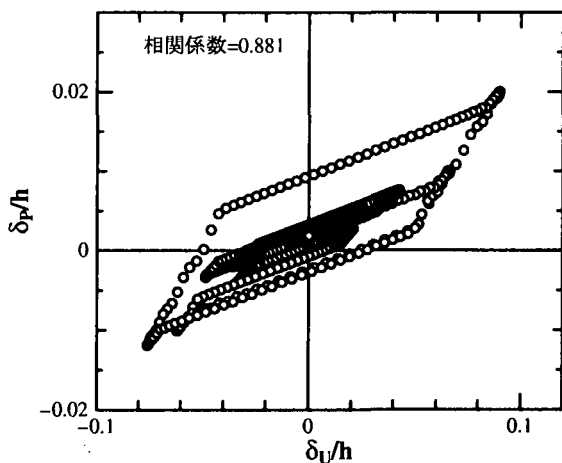
a) 応答変位による比較

図-7 は、図-5(a)、図-6 によって既に示されている応答水平変位について、橋脚頂部の変位を縦軸に、上部構造の変位を横軸にとり、各時刻における値をプロットしたものである。ただし、いずれの図も橋脚高さ h で無次元化してあり、(a) は実験結果、(b) は解析結果である。

図-7 は、橋脚頂部と上部構造が同位相、すなわち主に1次モードで振動する場合は、第1, 3象限に点がプロットされ、逆位相、すなわち主に2次モードで振動する場合には、第2, 4象限に点がプロットされる。



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-7 上部構造水平変位 (δ_U) と橋脚水平変位 (δ_P) の比較

従って、橋脚頂部水平変位と上部構造水平変位との相関関係から、振動モードの卓越性をはかることができる。

図-7(a) では、等価1自由度系にて実験を行っているため、相関係数0.968にも見られるように、1次モードが卓越している。若干、第2, 4象限にプロットされているのは、大きな変形後の揺れ戻し時に起きており、橋脚および支承の塑性変形に起因している。

図-7(b) より、解析時の方が実験に比べて顕著に2次モードが現れている。大きな変形後の揺れ戻し時に起きているのは実験時と同様であるが、前述した除荷域剛性が実験に比べて大きいことと特に支承部が早い段階から2次勾配に入り、上部構造 (支承上部) の水平変位は揺れ戻し時に橋脚に比べて早く戻ろうとするために起こると考えられる。全体的には大変形後を除いて、第1,3象限を通り、相関係数も0.881と高いため、1次モードが卓越しているといえる。

上記の相関関係を見る方法は、橋脚部、支承部ともに弾性的な挙動を示す場合には、より顕著となる。本研究では、橋脚部、支承部どちらも非弾性領域を持っているため、さらに、以下に示す検討を行った。

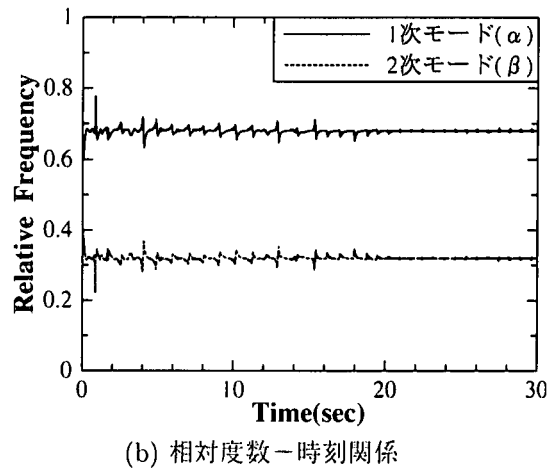
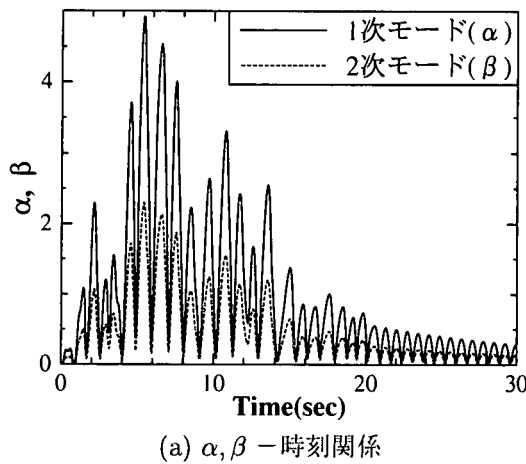


図-8 モード分析

b) モード解析による分析

前述の検討では、変位を同位相か逆位相かで判断を行ったが、同位相であったとしても、2次モードの影響が無いとは必ずしも言えない。そこで、各時刻におけるモード解析からモードの影響を検討する。

各時刻における橋脚部、支承部の除荷域剛性を基にモード解析を行い、各時刻におけるモードベクトルを算出する。ただし、橋脚頂部の変位を1.0に正規化する。各箇所の変位から残留的な変位を除去した変位を、得られたモードベクトルで表現する。

$$\mathbf{x} - \mathbf{x}_R = \alpha \mathbf{x}_1 + \beta \mathbf{x}_2 \quad (4)$$

ここで、 $\mathbf{x}$ =変位ベクトル、 $\mathbf{x}_R$ =残留変位ベクトル、 $\mathbf{x}_1$ =1次モードベクトル、 $\mathbf{x}_2$ =2次モードベクトル、 α, β =係数である。 α が大きい場合は、1次モードが卓越していることを示している。ただし、ここでは頻度を見るため、ベクトル $\mathbf{x} - \mathbf{x}_R$ の橋脚頂部の値が正となるよう符号を変化させた。この手法では、各時刻において、弾性部分で行っているの、モード解析にも適している。その結果を図-8に示す。図-8(a)は、縦軸に α あるいは β を示し、横軸を時刻とした図である。さらに、図-8(b)では、得られた α, β より、相対度数として $\alpha/(\alpha+\beta), \beta/(\alpha+\beta)$ を縦軸とした図である。この図によると、1次モードの相対度数は0.7程度を示しており、2次モードは0.3程度である。従って、モード分析からも、若干の2次モードはあるものの1次モードが卓越的であるといえる。

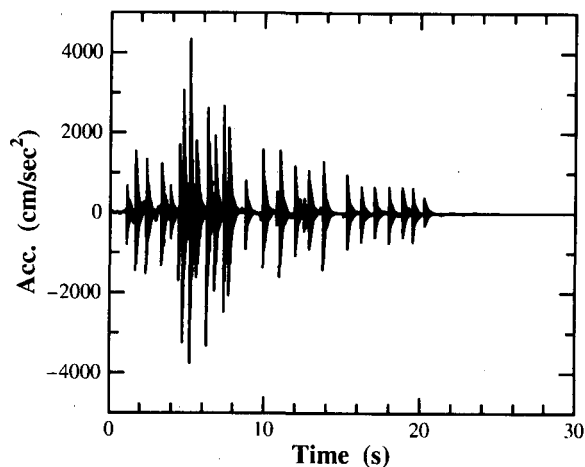
c) 応答加速度による比較

解析における橋脚頂部と上部構造（免震支承上部）での加速度応答の比較により、2次モードの影響を検討する。図-9(a)は橋脚頂部の応答加速度であり、(b)は免震支承上部の応答加速度である。最大加速度は免震支承の上部で 934 cm/sec^2 であるのに対して、橋脚頂部では 4337 cm/sec^2 となり、4倍以上大きくなる。ま

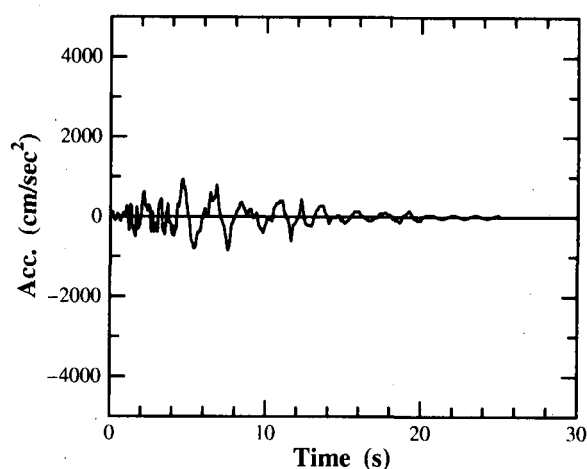
た、橋脚頂部の加速度には26Hz程度の高振動数成分が含まれており、加速度という観点からは2次モードが卓越すると考えられる。これは文献19)でも述べられている。これに対して、それぞれの加速度応答にその質点の質量を掛け、慣性力 F を求めると、図-10に示すとおり、橋脚頂部にかかる慣性力は免震支承上部の慣性力に比べ非常に小さくなる。ここで、(b)の方が(a)に比べて、縦軸である慣性力 F のスケールが25倍大きいことに注意されたい。これは、橋脚頂部の質点の質量が、上部構造質量に比べ非常に小さいためである。従って、橋脚の加速度応答に高振動数成分が含まれているとしても、本研究で想定するような鋼製橋脚では橋脚躯体にかかる慣性力が非常に小さいため、免震橋脚の2次モードが全体の応答、特に応答変位に及ぼす影響は小さい。

4.3 他の橋脚及び支承による比較

最後に、表-6に最大応答変位と残留変位に関する実験と解析の比較を示す。また、図-11(a)は、縦軸に実験の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を降伏変位 $\delta_{y,P}$ で除したものの、横軸に解析値の最大応答変位 $\delta_{max,P}$ を降伏変位 $\delta_{y,P}$ で除したものを示す。この図より、橋脚の復元力モデルとして2パラメータモデルを使用することで、実験との誤差をおおむね10%以内に収めることができる。しかし、支承にCase3を用いた場合はその誤差が18%にまで広がる。また、実験結果に比べ解析結果の方が大きな値を示し、安全側にある。実験と解析の残留変位の相関関係を図-11(b)に示す。図より残留変位は多くの場合そうであるが、最大応答変位に比べ誤差が大きくなっている。特に橋脚にS35-45Hを用いた場合は誤差が大きい。相関係数に関しても最大応答変位が0.99であるのに対して、残留変位は0.70と低くなり、精度が落ちる。ただし、1例を除き、残留変位の

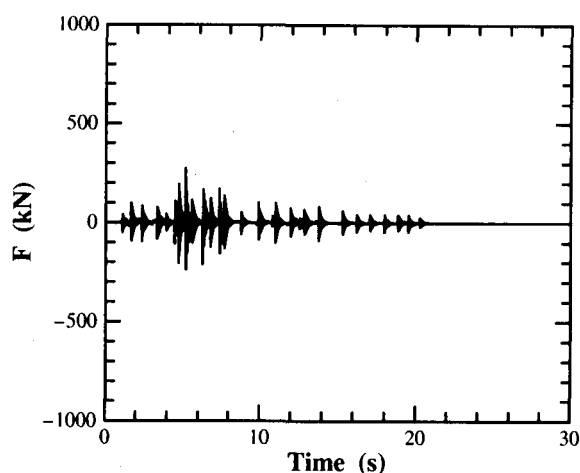


(a) 橋脚頂部

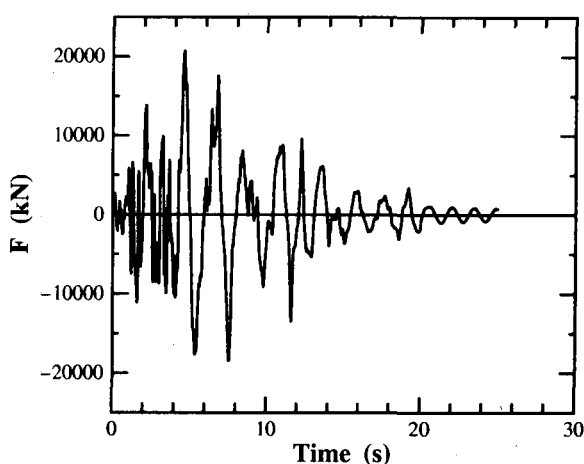


(b) 上部構造

図-9 実橋脚レベルの加速度応答時刻歴



(a) 橋脚頂部



(b) 上部構造

図-10 実橋脚レベルの慣性力 F の時刻歴

大きさそのものが比較的小さく、この程度の誤差はやむを得ないと考えられる。

以上より、支承の種類、地震動の種類が変わったとしても実験と解析はよく一致し、特に最大応答変位に関しては顕著であり、免震橋脚は1次モードが卓越することが検証された。よって、等価1自由度系モデルに縮約したハイブリッド地震応答実験は妥当であると考えられる。

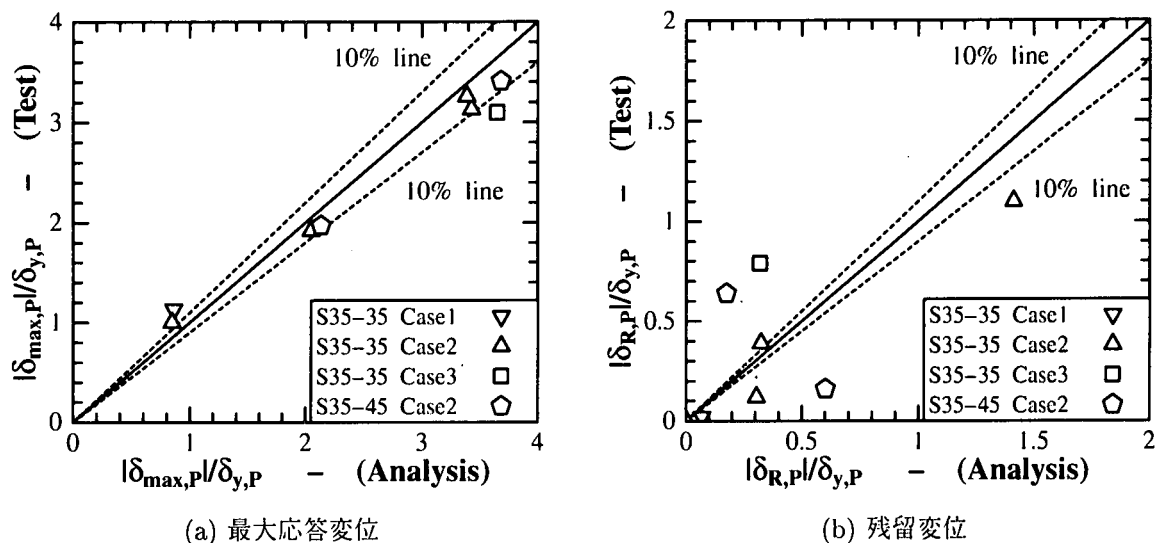
5. 結言

本研究では、単柱式鋼製橋脚の復元力モデル（2パラメータモデル）に、性能試験より導いた免震支承の復元力モデル（移動硬化型バイリニアモデル）を組み合わせた弾塑性地震応答解析により、ハイブリッド地震応答実験における等価1自由度系への縮約の妥当性を検討した。

以下に本研究で得られた結果をまとめる。

- ① 実験時と解析時のどちらにおいても橋脚頂部の変位と上部構造の変位には、同位相になる傾向が強い。
- ② モード分析の結果、1次モードは70%を占め、1次モードが卓越的である。
- ③ 橋脚頂部における加速度応答は高振動数成分が存在し、2次モードが卓越しているが、慣性力として比較することで、応答変位には影響を及ぼさないことを確かめた。
- ④ ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の結果、橋脚の最大応答変位はよく一致するが、残留変位に関しては、最大応答変位ほどの精度は期待できない。

なお、免震支承、上部構造の応答変位は非免震に比べて大きくなる傾向があるため、付加的な $P-\Delta$ 効果が発生することが予想される。そこで、このような効果を考慮した弾塑性地震応答解析を行っていく必要がある。



図一 11 応答変位の相関関係

表一 6 実験と解析の最大応答変位，残留変位

橋脚	支 承	入力地震動	橋脚の最大応答変位 $ \delta_{max,P} /\delta_{y,P}$			橋脚の残留変位 $ \delta_{R,P} /\delta_{y,P}$		
			実験値 (1)	解析値 (2)	(1)/(2)	実験値 (3)	解析値 (4)	(3)/(4)
S35-35	Case1	Type2・G.T.II	1.13	0.86	1.31	0.02	0.07	0.28
	Case2	JMA-NS	1.00	0.85	1.18	0.00	0.00	1.00
		Type2・G.T.II	1.92	2.05	0.94	0.12	0.31	0.39
		JRT-NS	3.13	3.43	0.91	0.39	0.33	1.18
		Type2・G.T.III	3.26	3.39	0.96	1.10	1.41	0.78
S35-45	Case3	Type2・G.T.II	3.10	3.65	0.85	0.79	0.32	2.47
	Case2	Type2・G.T.II	1.97	2.14	0.92	0.16	0.60	0.27
		JRT-NS	3.41	3.68	0.93	0.64	0.18	3.56

参考文献

- 1) 家村浩和，山田善一，伊津野和行，南莊淳，野村武司，渡辺典男：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論文集，1993.5.
- 2) 山田善一，家村浩和，ウィリアム タンゾー，鶴野禎史，中村鎮雄：ハイブリッド地震応答載荷実験手法による高減衰ゴム支承の免震効果，構造工学論文集，Vol.37A，pp.851-862，1991.3.
- 3) 伊津野和行，ウィリアム タンゾー，家村浩和，山田善一：免震支承の付加によって補強された RC 橋脚の地震時挙動，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1001-1008，1994.3.
- 4) 足立幸郎，運上茂樹，近藤益央，加賀山泰一：振動台実験による免震支承を有する RC 橋脚の非線形地震応答に関する研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.879-890，1999.3.
- 5) 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，土木学会論文集へ投稿中.
- 6) 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 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.733-736，1999.7.
- 7) 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，Vol.44A，pp.701-709，1998.3.
- 8) 大塚久哲，栗木茂幸，朴禎根，鈴木泰之，土田貴之：鋼製ダブルデッキラーメン高架橋の免震化に関する考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.869-878，1999.3.
- 9) 林川俊郎，大嶽敦朗，中島章典，佐野雅章：3 成分大地震動を受ける連続曲線高架橋の非線形応答解析，構造工学論文集，Vol.45A，pp.849-858，1999.3.
- 10) 子林稔，宇佐美勉，葛西昭：免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.177-192，1999.4.
- 11) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.
- 12) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.
- 13) 名古屋高速道路公社，名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻：免震支承を持つ鋼製橋脚の大地震時挙動に関する実験的研究（報告書），1999.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996.12.
- 15) Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K: Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, pp.452-464, 1998.
- 16) 宇佐美勉，鄭沂，葛漢彬：Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.231-240，1999.7.
- 17) Paz, M.: Structural Dynamics(2nd. ed.), Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- 18) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 19) 伊津野和行，ウィリアム・タンゾー，家村浩和，山田善一：免震支承の付加によって補強された RC 橋脚の地震時挙動，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1001-1008，1994.3.