

2 径間ラーメン橋への基礎免震構造への適用性についての検討

横井 康人¹・清宮 理²・安 同祥³・近藤 岳史¹

¹学生会員 大学院学生 早稲田大学院理工学研究科建設工学専攻（〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1）

²正会員 工博 早稲田大学教授 理工学術院社会環境工学科（〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1）

³正会員 工修 研究員 早稲田大学理工総合研究所（〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1）

1. まえがき

免震構造は免震装置を用いて、構造系の固有周期を長くさせると同時に、大きな地震動のエネルギーを免震層によって逸散させ、構造物本体の被害を低減するものである。地震エネルギーを確実に免震装置にて逸散するために、免震装置を採用した場合構造系の固有周期は未採用の場合の2倍程度以上を目安とする。地震時の地盤変形が大きい軟弱地盤上に建設される橋梁の場合、基礎の規模を大きくして構造系の剛性を高めるか、鉛入りゴム沓（LRB）、高減衰ゴム沓（HDRB）などのゴム系（弾性系）免震支承の剛性を弱めるかによって変形を免震装置に集中し、地震エネルギーを逸散する。よって、軟弱地盤上免震支承は一般に適切ではないとされている¹⁾。そこで、軟弱地

盤にも適用できる免震構造を各種検討した結果、本研究では、従来フーチングによって剛結された下部構造と基礎構造をフーチンフーチング部で分離し、その間にすべり材で形成される免震層を設け、レベル2のような強い地震力を受けたときに、分離部の相対変位によって構造系の固有周期を伸ばし、地震エネルギーを逸散させる構造を提案した。基礎免震の基本的な力学性状や有効性については、単橋脚の模型振動実験^{2) 3)}や、数値解析⁴⁾により既に確認しており、更に清宮、近藤らは免震基礎が3径間連続鋼桁橋へ適用した場合についてパラメーター解析を実施した⁵⁾。それによれば基礎免震は優れた免震効果があることが分かった。本文では、多径間からなる橋梁全体をモデル化した模型による振動実験と数値解析を実施し、本免

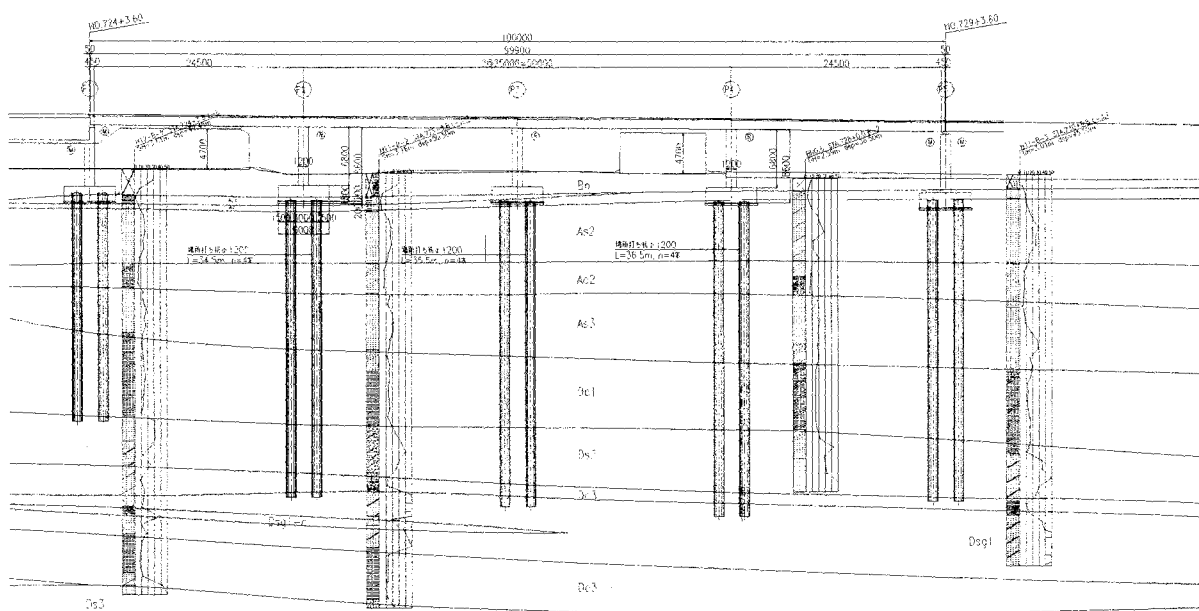
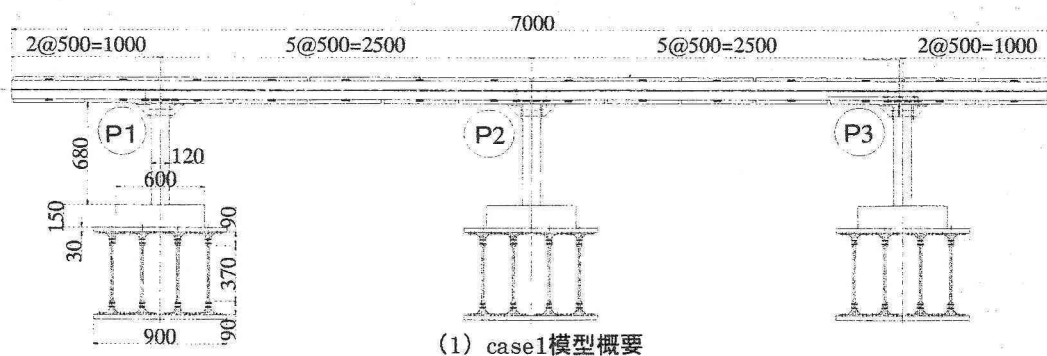
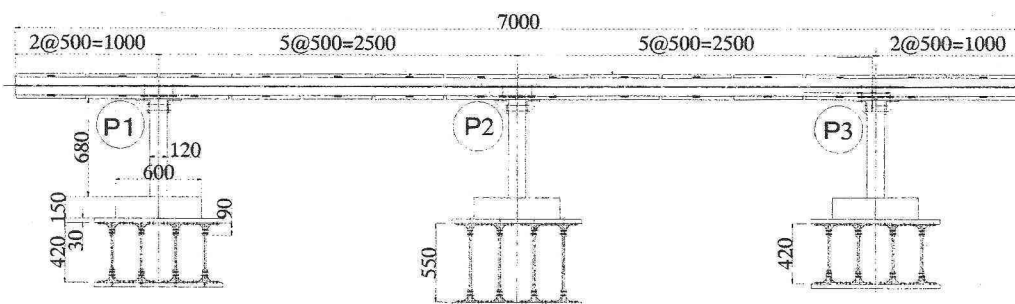


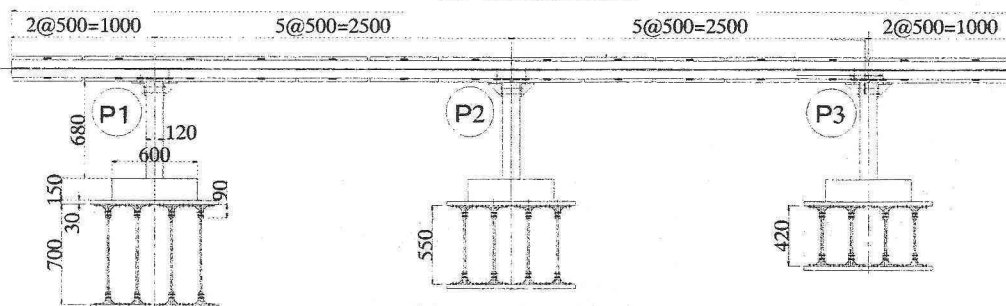
図-1 対象橋梁一般図（単位：mm）



(1) case1模型概要



(2) case2模型概要



(3) case3模型概要

図-2 模型概要図 (単位mm)

表-1 相似比

物理量	単位	相似則	相似比	
長さ	m	L	λ	10^{-1}
質量	kg	M	λ^3	10^{-3}
時間	s	T	$\lambda^{0.5}$	$10^{-0.5}$
密度	kg/m ³	M·L ⁻³	λ^0	1
加速度	m/s ²	L·T ⁻²	λ^0	1
力	N	M·L·T ⁻²	λ^3	10^{-3}
モーメント	N·m	M·L ² ·T ⁻²	λ^4	10^{-4}
変位	m	L	λ	10^{-1}
回転角	rad		λ^0	1
ひずみ			λ^0	1
応力度	N/m ²	M·L ⁻¹ ·T ⁻²	λ	10^{-1}

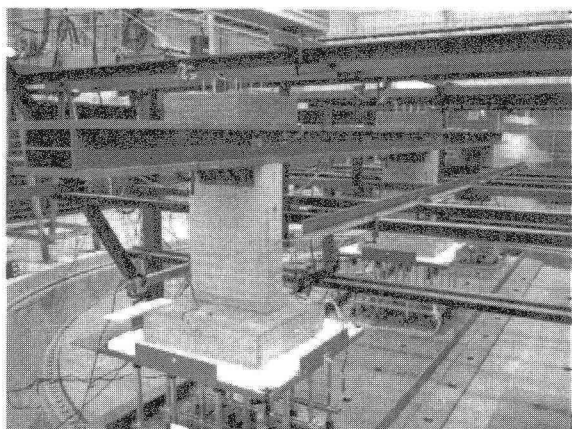


図-3 模型写真

震構造を適用したときの橋軸方向の振動特性および耐震性について検証した。

2. 模型振動実験概要

(1) 実験模型について

実験模型は杭径φ1200、杭長35.0m程度の場合打ち

杭基礎を有する橋長100.0m (4@25.0m) の4径間P Cラーメン橋を対象橋梁とした。対象橋梁上部構造の橋軸方向の支承条件はM+R+R+R+M (M: moveable, R: rigid) である。地盤は砂と粘土の互層からなる、耐震設計上の基盤面は50.0m以深で、地盤種別はIII種である。模型は端部の掛け違い橋脚を除いて、中間のラーメン部分のみを考慮した。図-1に橋梁の一般図を示す。

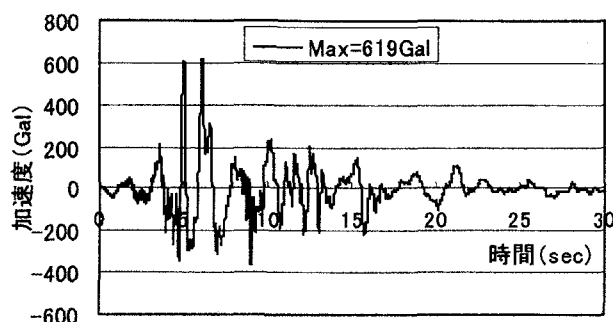


図-4 実験用の地震波形

模型の相似比は 1/10 とし、密度及び加速度は 1:1 とする。主な相似比は表 - 1 に示す。模型の諸元はすべて相似比を満足させるのは困難なので、実物と模型の振動特性に着目し、従来の一体系に対して、①上部構造・橋脚の質量②橋梁全体系の 1 次固有振動数③上部構造直角方向の曲げ剛性④最大応答加速度・変位が満足するように模型の諸元を設定した。上部工は H 鋼と鉄板で、橋脚は鉄筋コンクリートで、それぞれ製作した。杭基礎はその剛性のみに着目して、アルミ棒の断面、本数、長さ及び配置によって相似した。なお、本実験では、水平な基盤上（以下 case1）、谷型の基盤上（以下 case2）、傾斜した基盤上（以下 case3）の 3 ケースを対象とした。これは、橋脚毎のアルミ棒の長さを変えて基礎の剛性を変化させた。図-2 に実験模型の概要を図-3 に模型の写真を示す。

免震層には、すべり材としてガラスファイバー 20%入り PTFE（テフロン）シートとした。テフロンはフーチングの下面と杭の受け台の上面に一枚ずつ貼り付け、すべり面はテフロンとテフロンからなる面とした。静的摩擦係数は 0.20 程度である。

(2) 実験用の波形及び実験ケース

実験用の波形は“道路橋示方書 耐震編”に示すⅢ種地盤のレベル 2 地震動のタイプⅡ（内陸直下型）の中から最大加速度が最も大きい、1995 年兵庫県南部地震時ポートアイランド内地盤上において得た記録とした。図-4 に実験に用いた波形を示す。また、入力波形の時刻刻みは相似則によって調整し、振幅を 100Gal ピッチで段階的に最大値 619gal まで増加

させて橋軸方向の振動実験を行った。

実験ケースは基礎フーチング部の構造を大きく分けて①一体構造（従来型）②すべり材を導入した構造（免震構造）とし、前述の通り地盤条件 3 ケースの計 6 ケースとした。また、従来の一体構造については、模型耐力の制約から入力波の振幅は 400Gal 程度までとした。

(3) 計測項目及び計測計の配置

模型の各位置の応答加速度や免震層のすべり量、構造系の振動挙動を把握するために、図-4 のように加速度計、変位計、ひずみゲージを各所に設置した。

3. 動的解析概要

(1) 解析手法

今回数値解析では、免震装置の非線形性を考慮し、ニューマーク β 法によって時間刻み 1/1024sec 刻みで直接積分にて動的応答解析を行った。また、減衰はひずみエネルギーレイリー減衰とした。

なお、免震構造の固有値及び減衰解析では以下のように計算を行った。まず 1 回目の解析で得られた免震層に生じる変位量 δ_y を式(1)に代入し、新しい水平バネ k_h を求め、この数値を用いて固有値及び減衰解析を行い、免震装置が滑る時のレイリー減衰のパラメーター（振動数、減衰比により決まる α 及び β ）を決定し 2 回目の解析を行う。この操作を繰り返し、免震層の変位量が収束するまで計算を行った。

$$k_h = \mu W / \delta_y \cdots \cdots (1)$$

ここに μ は免震層の摩擦係数、 W は免震層に作用する鉛直荷重である。

(2) 解析モデル

上部構造、橋脚の柱、フーチング部分、杭は 3 次元はり要素で置換した。また免震層を非線形ばねで置換した。図-6 に全体モデル図を図-7 に単橋脚モデル図を示す。

また模型での免震層は幅 900×奥行 950mm である。免震層はその橋軸方向を 10 等分割し、図-7 に示すように水平方向と鉛直方向のバネによってモデル化

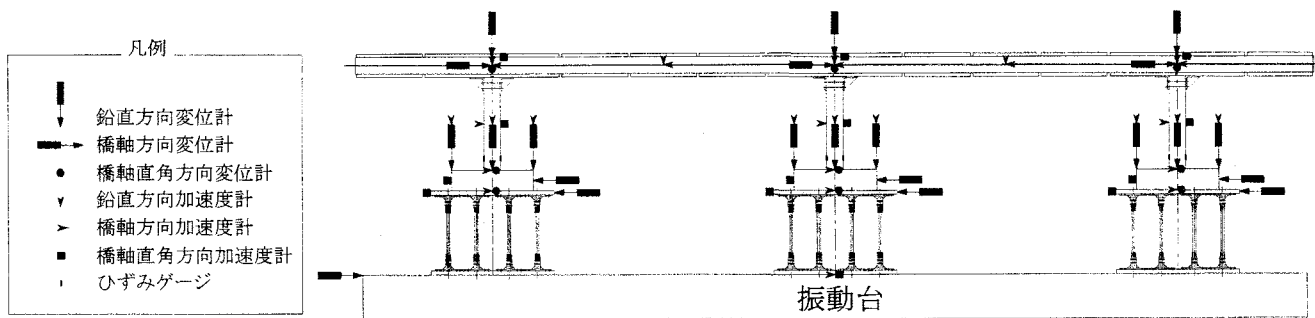


図-5 計測配置図

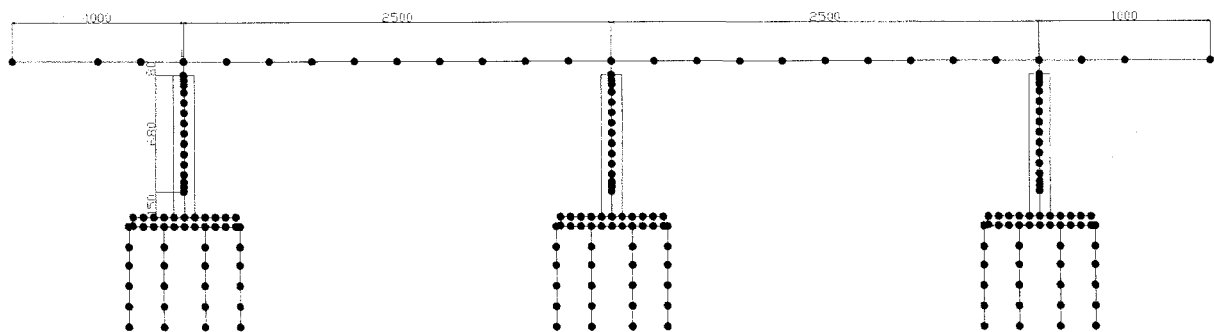


図-6 全体モデル図 (単位 mm)

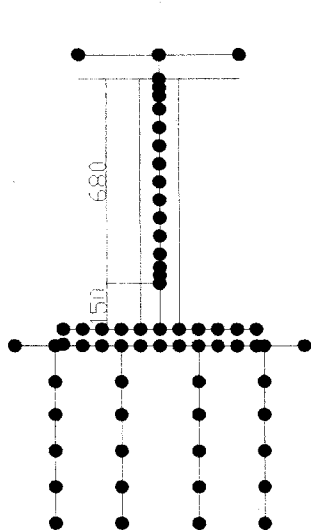


図-7 単橋脚モデル図 (単位 mm)

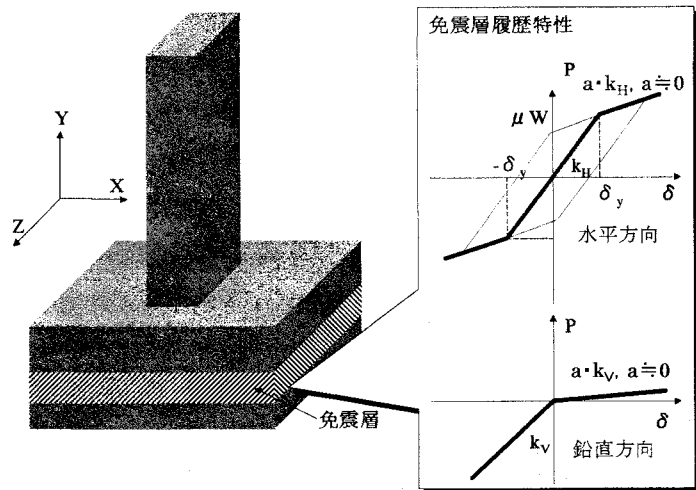


図-8 免震層モデル図及び履歴特性

した。水平方向のバネはバイリニア型とし、鉛直方向のバネについては浮き上がりを考慮できるように設定した。

免震層より上にある構造系の運動方程式は式(2)により表される。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_0 \quad \dots (2)$$

ここに M, C, K はそれぞれ免震層より上にある構造系の質量マトリックス、減衰マトリックス、及び剛性マトリックスである。また u は免震層より上の

部分の免震層に対する相対変位ベクトルで式(3)によって定義できる。 u_0 は免震層の絶対変位ベクトルである。

$$u = \{X, Y, \theta\}^T \quad \dots (3a)$$

$$u_0 = \{X_0, Y_0, \theta_0\}^T \quad \dots (3b)$$

ここに X, Y, θ はそれぞれ水平変位、鉛直変位、回転変位である。なおこの構造系の加振入力は、式(4)

表-2 実験による最大応答変位量及び残留変位量

		最大変位量(cm)	残留変位量(cm)
case1	従来型	0.8000	0.0051
	免震型	7.5329	3.1897
case2	従来型	0.7108	0.0012
	免震型	5.9825	2.6390
case3	従来型	0.8142	0.0073
	免震型	7.3086	4.5331

を満足する.

$$|M\ddot{X}_0| \leq \mu V + K_{H2} \Delta X \cdots (4)$$

ここに $V, \mu, K_{H2}, \Delta X$ はそれぞれ免震層置に作用する鉛直力ベクトル, 免震層の摩擦係数, 免震層の2次剛性マトリックス及び免震層の相対水平変位ベクトルである. 式(4)によれば, 免震基礎より上にある構造から基礎へ伝達する水平荷重はすべり型免震基礎の摩擦係数及び2次剛性によってコントロールできる.

4. 実験結果と解析結果の比較

(1) 応答変位について

表-2に実験より, 上部構造のP2橋脚あたりの応答値(従来構造の入力加速度の最大値は400Gal, 免震構造の方は619Galの場合)を示す. 従来構造の最大変位に対して, 基礎免震構造の最大変位は, およそ10倍弱大きくなる. これは殆ど免震装置のすべりによるもので, 免震装置はこのすべり変位を利用して地震エネルギーを発散するものである. また, 免震装置に復元力を与えていないため, 免震構造の振動は往復振動を呈しておらず, 振動後上部構造にはフーチング加振方向幅(60cm)の1/25~1/13の残留変位が生じる.

図-9にP2橋脚の免震構造における実験で得られた上部構造の応答変位の時刻歴と, 解析による上部構造の時刻歴を, 図-10に一体構造の結果を示す. また, 図-11に3ケースの応答変位量の比較を示す. 免震構造, 一体構造どちらの場合においても数値解析は実験結果をほぼ再現できた. また, 図-9, 図-11から分かるように, 各ケースの振動性状良く似ている. 即ち, 基礎免震の導入によって, 構造の振動性

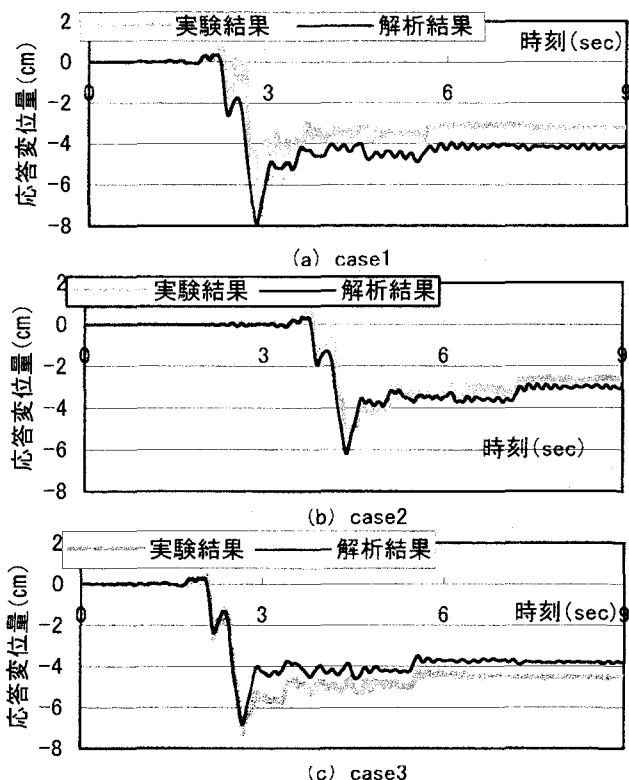


図-9 免震構造における実験結果と解析結果の比較

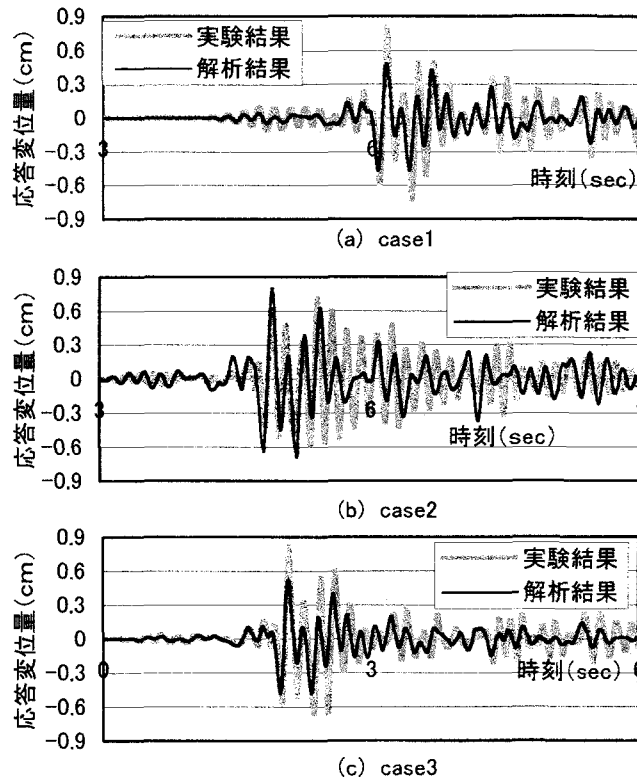


図-10 一体構造における実験結果と解析結果の比較

状は地盤の特性にあまり依存しなくなる.

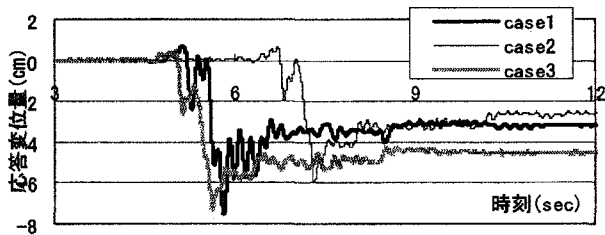


図-11 3 ケースにおける応答変位の比較

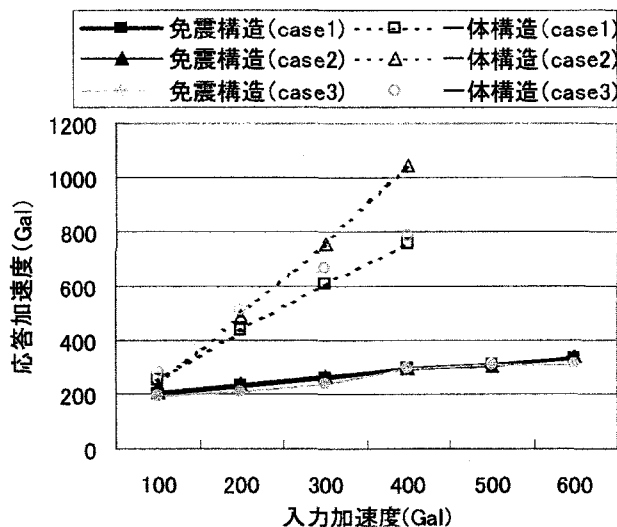
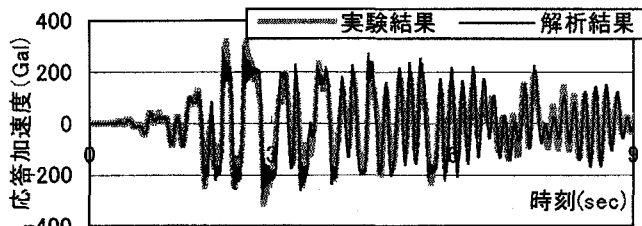
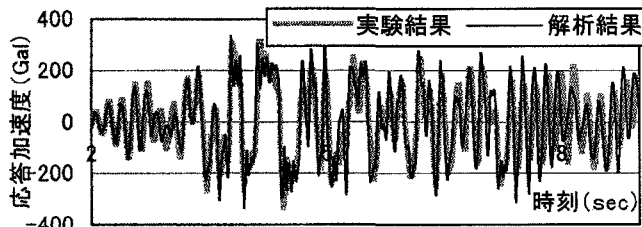


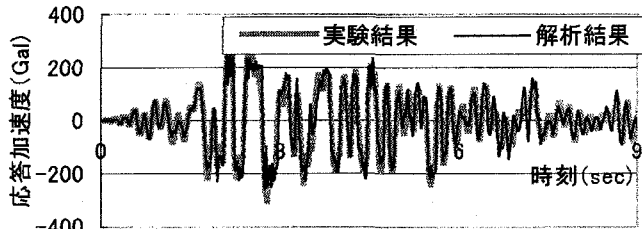
図-12 最大水平加速度



(a) case1

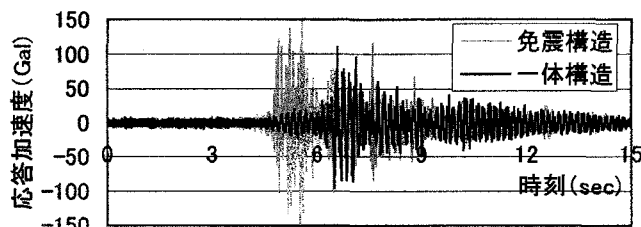


(b) case2

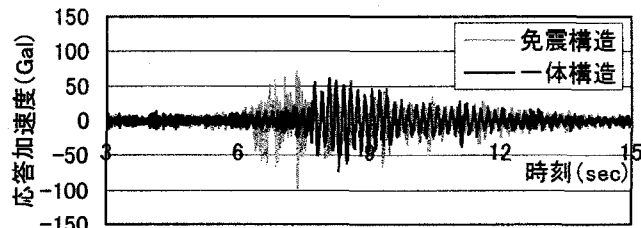


(c) case3

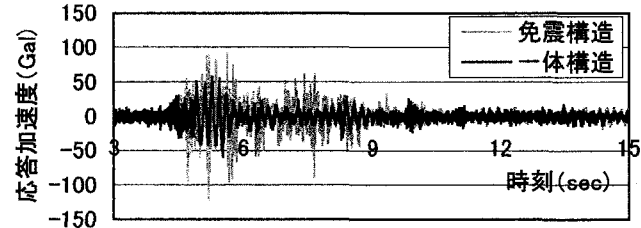
図-14 免震構造における実験結果と解析結果の比較



(a) case1



(b) case2



(c) case3

図-13 鉛直応答加速度

(2) 応答加速度について

図-12 に加振時の上部構造の各 case の P2 橋脚の

入力加速度と水平加速度の最大応答値の関係を示す。各 case とも入力加速度の最大値が従来構造の 1.58 倍に増加したにも関わらず、case1 では、最大応答値は従来構造の 0.43 倍、case2 では、0.32 倍 case3 では、0.39 倍と低減できており、免震効果が顕著に表れている。図-13 に上部構造の各 case の P2 橋脚の鉛直方向の応答加速度を示す。(従来構造の入力加速度の最大値は 400Gal、免震構造の方は 619Gal の場合) これによれば、各ケースとも従来構造と免震構造における応答値に顕著な差は見られず、今回の実験ではロッキング振動による影響は小さかったと考えられる。これは実験に用いた免震装置はすべり型で、構造系の振動は主としてすべり振動であるからだと考えられる。また、P2 橋脚の免震構造における上部構造の実験結果と解析結果との比較を図-14 に示す。同様に一体構造における比較を図-15 に示す。応答変位時と同様に応答加速度でも、免震構造、一体構造どちらの場合においても数値解析は実験結果をほぼ再現できた。

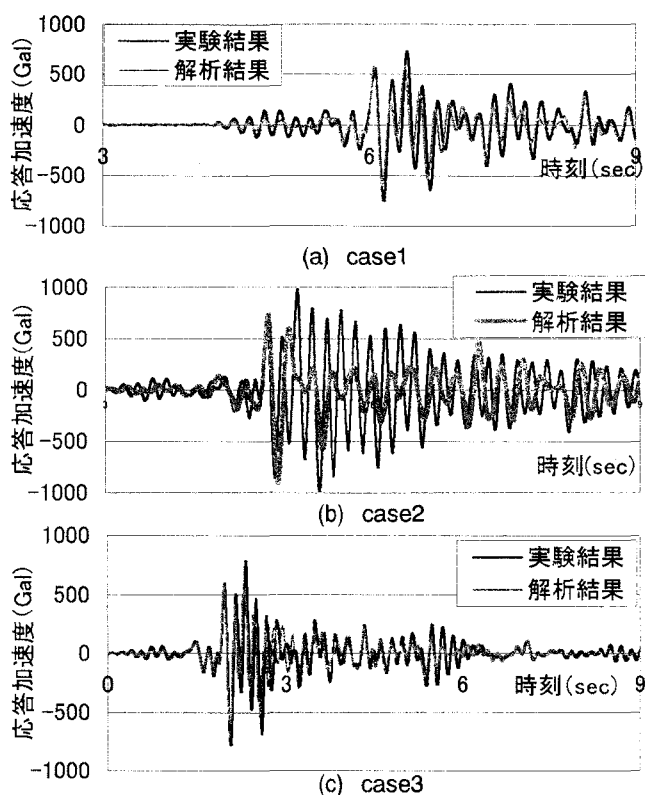


図-15 一体構造における実験結果と解析結果の比較

(3) 断面力について

表-3 に数値解析より得られた上部構造最大断面力の応答値の1例を示す。Aが柱の上部、Bが柱の中央部、Cが柱の下部での断面力の応答値である。case1 については、基礎免震構造を採用することによって、せん断力、曲げモーメントともに約0.5倍に低減されている。case2 については、すべての柱の下部において免震構造の方が一体構造よりも曲げモーメントは大きくなった。しかし、これは非免震構造での曲げモーメントの値がその部位でもともと小さかったことによると考えられる。case3 については、P1においてせん断力、曲げモーメントとともに免震構造の方が一体構造よりも大きい応答値になった。しかし、case3は一体構造においてP3橋脚に断面力が集中していて、P1橋脚の非免震構造での応答値が小さかったためと考えられる。いずれの場合においても免震効果が働いたものと考えられるが、免震構造と一体構造とでは各部位の断面力性状が異なるので注意が必要である。

表-3 上部構造最大断面力

(a) case1 水平基盤

部位		せん断力 (kN)			曲げモーメント (kN・m)		
		免震構造	一体構造	a/b	免震構造	一体構造	a/b
		a	b	a/b	a	b	a/b
P1	A	2.876	3.485	0.825	1.942	2.908	0.668
	B	1.652	3.365	0.491	0.335	0.712	0.470
	C	1.734	3.627	0.478	0.488	1.080	0.452
P2	A	2.940	3.523	0.834	1.547	2.063	0.750
	B	1.909	3.502	0.545	0.474	0.936	0.507
	C	1.976	3.765	0.525	0.483	0.936	0.516
P3	A	1.645	1.830	0.899	0.793	0.920	0.861
	B	1.618	3.371	0.480	0.034	0.720	0.047
	C	1.700	3.633	0.468	0.505	1.075	0.470

(b) case2 谷型基盤

部位		せん断力 (kN)			曲げモーメント (kN・m)		
		免震構造	一体構造	a/b	免震構造	一体構造	a/b
		a	b	a/b	a	b	a/b
P1	A	2.959	4.332	0.683	1.799	4.778	0.376
	B	2.552	5.708	0.447	0.681	2.077	0.328
	C	2.581	5.985	0.431	1.367	0.873	1.566
P2	A	3.035	4.568	0.664	1.612	2.579	0.625
	B	3.295	4.165	0.791	0.656	2.211	0.297
	C	3.293	4.600	0.716	1.089	0.728	1.496
P3	A	1.416	2.329	0.608	0.863	1.275	0.677
	B	2.666	5.761	0.463	0.680	2.097	0.324
	C	2.690	6.038	0.446	1.417	0.879	1.612

(c) case3 傾斜基盤

部位		せん断力 (kN)			曲げモーメント (kN・m)		
		免震構造	一体構造	a/b	免震構造	一体構造	a/b
		a	b	a/b	a	b	a/b
P1	A	2.808	2.838	0.989	1.304	1.499	0.870
	B	2.665	1.237	2.154	0.450	0.435	1.034
	C	2.570	1.121	2.294	1.271	0.708	1.795
P2	A	3.421	4.598	0.744	1.861	2.805	0.663
	B	2.604	4.974	0.524	0.359	1.008	0.356
	C	2.629	5.208	0.505	0.670	0.894	0.749
P3	A	2.695	3.378	0.798	1.599	2.188	0.731
	B	3.571	8.338	0.428	0.713	1.226	0.581
	C	3.552	8.620	0.412	1.767	2.504	0.706

5 結論

4 径間 P C ラーメン橋を 1/10 で縮小し、実験模型を作成した。支持地盤条件が平ら、谷型、傾斜の 3 ケースとした。PTFE(テフロン)を分離したフーチング部に挿入し、上部構造と下部構造を基礎構造から隔離した。この模型について、振動実験と数値解析を行った。本検討により、以下のような事が判明し

た。

- 1) 基礎免震の導入によって、支持地盤が谷型、傾斜型の場合にしても、免震層より上にある構造の地盤荷重をほぼ均等に分担することができる。また、構造系の振動性状は支持地盤の性状にあまり依存しなくなる。
- 2) 基礎免震構造を採用することで、従来の一体構造と比べ、上部構造での応答水平加速度を大きく低減できる。
- 3) 今回地盤条件を変えて、振動実験と、数値解析を行ったが、実験結果はほぼ数値解析によって再現できた。従って、数値解析を行うことで、色々な地盤条件における橋梁の挙動をある程度推定することが可能である。
- 4) 基礎免震装置には、復元力がないために、大地震時に大きな水平変位及び残留変位が生じた。しかし、その変位によって上部構造や下部構造に大きな断面力が生じることはなかった。
- 5) 基盤面の形状がいずれの場合においても免震効果が働いたものと考えられるが、免震構造と一体構造とでは最大断面力がでる各部位の断面力性状が異なるので注意が必要である。
- 6) 一般にⅢ種地盤などの軟弱地盤では、免震構造の適用は推奨されてはいないが、すべり型基礎免震構造によって、レベル2地震動に対して変位量は増加するが、橋梁の構造系を地震時に健全に保つことができることが判明した。

あとがき

今回基礎免震構造の実橋への適用性が可能であることが判明したが、免震層での変位量を抑制できるように、免震材料の選定についても今後検討していく必要がある。また今回橋軸方向の検討に着目したが、橋軸直角方向に対しても今後検討をしていきたい。なお本研究は、(財)先端技術先端センターの研究奨学金の補助を受けて実施した。

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，pp.305，2002.3
- 2) 高野真一，大島貴充，田村保，黒崎信博，清宮理：軟弱地盤における橋梁の免震基礎に関する大型模型振動実験，構造工学論文集 Vol.51A,pp677-688,2005.3
- 3) 安同祥，渡辺勉，近藤岳史，清宮理：橋梁基礎にテフロンを用いた免震構造の地震時挙動，土木学会第59回年次学術講演会，2004，9
- 4) 渡辺勉，清宮理：免震基礎を有する橋梁の動的応答計算，第27回地震工学研究発表会，2003.12
- 5) 清宮理，近藤岳史，安同祥，渡辺勉：3径間箱桁橋梁への基礎免震構造の適用性に関する検討，構造工学論文集 Vol.51A,pp.657-668,2005.3