

すべり方式免震橋梁の巨大地震時の挙動特性

岡本 晋¹・畑 明仁²・田中 良弘¹

¹正会員 工博 大成建設（株）技術研究所（〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1）

²正会員 工修 大成建設（株）技術研究所（〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1）

すべり支承と水平ばねから構成されるすべり方式免震橋梁の特長を整理するとともに、巨大地震を想定し、兵庫県南部地震波による応答特性を検討した。検討の結果、以下の点が明らかとなった。(1) I種地盤に相当する気象台波入力時には、原波の150%の振幅であっても橋梁の安全性を確保できる。(2) II種、III種地盤に相当する葺合波および東神戸波の150%波入力時は橋脚が終局塑性率を越えてしまうが、原波入力時は橋梁の安全性を確保できる。

Key Words : dynamic response analysis, bridge base isolation system, sliding bearing, strong earthquake, Kobe earthquake

1. はじめに

兵庫県南部地震を契機に、橋梁に免震システムを導入する機運が急速に高まっている。現状では橋梁免震装置として鉛入り積層ゴム支承（LRB）や高減衰積層ゴム支承（HDR）などが使われることが多い。筆者らは、すべり現象にともなう履歴減衰を利用した橋梁用すべり方式免震システムを提案し、その有用性を実験的、解析的に検討してきた^{1) 2)}。

本報告では、すべり方式免震システムを有する橋梁の基本的な地震時挙動特性を整理するとともに、兵庫県南部地震で観測された巨大地震入力時のすべり方式免震橋梁の地震応答特性を解析的に検討³⁾し、その性状を評価した結果を報告する。

2. すべり方式免震橋梁

すべり方式免震橋梁は、鉛直力を支持しつつ橋桁の地震時慣性力が摩擦以上になるとすべり現象が生ずるすべり支承を設けることにより、橋脚に作用する慣性力が頭打ちとなることを積極的に利用する橋梁である。ただし、免震装置としてすべり支承を単独で使用すると、入力する地震動によっては地震時の橋桁～橋脚間（支承部）の相対変位や残留変位が大きくなることが想定されるため、水平復元力装置を併用する必要がある。したがって、すべり方式免震システムはすべり支承と水平ばねで構成される。

ここで、すべり支承の摩擦係数の大きさについて考える。すべり支承の摩擦係数が非常に大きければ、摩擦係数と橋桁重量の積で表される大きな摩擦力が橋桁から橋脚に作用することになる。摩擦係数が仮に0.5であれば橋桁重量の50%、すなわち、設計水平震度0.5相当の橋桁慣性力が橋脚に作用する可能性がある。次に、摩擦係数が非常に小さく仮にゼロであるとすれば、橋脚に作用する橋桁慣性力はゼロとなり、完全免震となる。ただし、この場合は地震時ばかりでなく、常時の風荷重や制動荷重などの小さな水平力によって滑りが生じることになり、不安定な構造物となる。

また、摩擦現象を別の観点から捕らえると、すべり現象に伴い大きな履歴減衰が得られることがわかる。履歴減衰の大きさは摩擦係数が大きいほど大きくなる。すべり方式免震橋梁の利点は、大きな履歴減衰により共振現象の発生を抑制できることにある。

これらの定性的な性質からすべり方式免震システムを橋梁に導入するに当たり、適切な摩擦係数の範囲があることがわかる。すなわち、橋脚に過度の水平力を作用させることがないような摩擦係数の上限値があり、常時の安定性を確保するとともに適切な履歴減衰を確保するための下限値がある。

すべり方式免震橋梁の橋桁～橋脚間の地震時相対変位や残留変位を抑えるために設置する水平ばねの剛性にも適切な値がある。すなわち、水平ばね剛性が小さく、復元力が摩擦力に比べて小さいと地震時相対変位や残留変位が大きくなる。また、大きすぎ

ると地震時相対変位や残留変位が小さくなるものの、水平ばねを介して橋脚に伝達される力が摩擦力に比べて大きくなる恐れがある。したがって、水平ばね剛性についても適切な値が存在することになる。

これらの議論は、実はLRBのようなゴム系免震支承の設計時に想定する特性についても言えることで、摩擦力に相当する値がLRBの降伏荷重に、また、水平ばね剛性がLRBの二次剛性に相当していると考えられる。設計時に想定するLRBの特性とすべり方式システムの特性との違いは、降伏荷重にいたるまでの一次剛性がすべり方式の場合無限大となる点である。ただし、すべり方式システムを使うと、十分な大きさのすべり板（すべり支承は必ずしも大きくする必要がない）と適切な水平ばねを設置することにより、非常に大きな相対変位が生じても安定した摩擦減衰や復元力を得ることができる。これに対してLRBのようなゴム系免震支承では履歴特性のひずみ依存性があり、設計で想定した挙動と現実の挙動に大きな差が生じる可能性がある点や、橋桁と橋脚との大きな相対変位によって上載荷重の支持機能が低下する恐れがある点に注意する必要がある。したがって、LRBのようなゴム系免震支承を使用する場合、大きな地震動が作用した時に免震システムがどのような挙動を示すか、十分に吟味する必要がある。

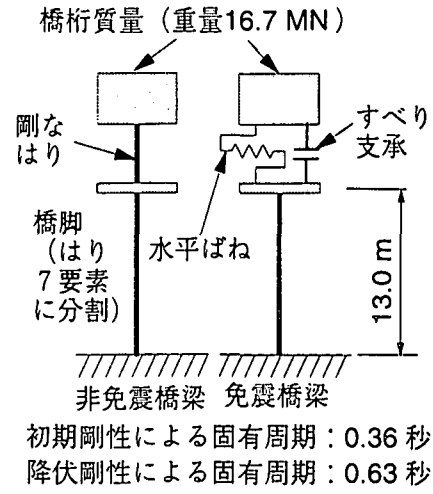


図-1 橋脚モデル

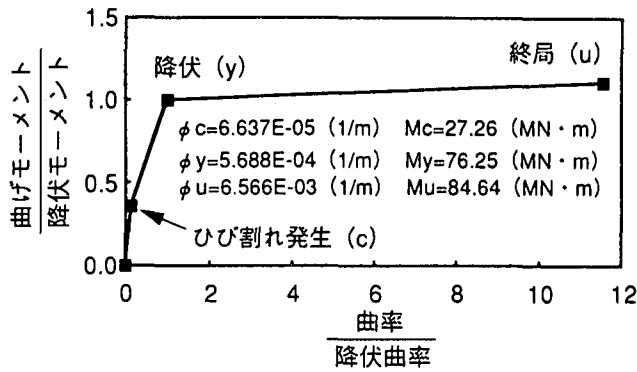


図-2 橋脚の荷重変形曲線

3. 実橋梁を対象とした地震時挙動解析

(1)解析モデル

a) 解析対象橋梁

解析対象は3.5m×4.0mの矩形断面の鉄筋コンクリート製の1本柱橋脚を有する橋梁とする。ここで、連続橋を想定して1橋脚とその橋脚が支持する橋桁を取り出して解析する。橋脚の主鉄筋比は1.66%、帯鉄筋比は0.07%とし、橋脚高さは13m、一本の橋脚が支持する上部工重量は16.7MNとする。対象橋梁は兵庫県南部地震以後の基準に比べると帯鉄筋比が少ない橋梁である。

b) 橋梁モデル

解析モデルはDiggrading Tri-linear型の非線形曲げ履歴特性（武藤モデル）を有するはり要素を用い、橋脚を図-1に示すように7分割する。橋脚基部には塑性ヒンジが発生することを考慮し、この部分の要素長を他の部分の半分の1mとする。なお、本解析ではせん断剛性の非線形性は考慮しない。また、橋脚および基礎と地盤との相互作用は考慮しない。

はり要素の非線形特性を表す骨格曲線はFiber Modelによる断面解析を行い決定する。図-2に橋脚下端部の曲げモーメント・曲率関係を示す。ひび割

れ発生時、最外縁鉄筋降伏時および圧縮側コンクリート圧壊時の曲げモーメントはそれぞれ橋桁位置に重量の13%、36%および42%の水平力が作用した時に相当している。なお、本報告では終局安全性の評価に当たり、安全率1.5を考え、(1)、(2)式で評価した値を終局値として使用している。

$$M_u = M_y + (M_a - M_y) / \alpha \quad (1)$$

$$\phi_u = \phi_y + (\phi_a - \phi_y) / \alpha \quad (2)$$

ここに、 M_u 、 ϕ_u ：終局曲げモーメント、曲率
 M_y 、 ϕ_y ：降伏曲げモーメント、曲率
 M_a 、 ϕ_a ：コンクリート圧壊時の曲げモーメント、曲率
 α ：安全率 (=1.5)

ここで定義した終局時の曲率の降伏時の曲率に対する比の値、終局塑性率は11.5となる。

なお、この橋脚モデルのひび割れ発生前の初期剛性を用いた時の固有周期は0.36秒、降伏時の割線剛性を用いた時の固有周期は0.63秒となる。

c) 免震システム

本解析で対象とする免震システムはテフロン板とステンレス板からなるすべり支承と、支承部の変位を抑制する水平ばねで構成される。

テフロン板とステンレス板からなるすべり支承の摩擦係数には静止摩擦がなく滑らかにすべり初める。また、摩擦係数にはすべり速度依存性があり、摩擦係数は高速度領域で低速度領域に比べ大きくなる。ここでは、摩擦力を式(3)の連続関数で近似する²⁾とともに、式(4)を用いて摩擦係数のすべり速度依存性を考慮する³⁾。なお、本解析ではこれまでの検討結果²⁾から本システムの摩擦係数として適切な値であると考えられる、高速度領域と低速度領域における摩擦係数をそれぞれ15%、6%として解析を行う。

$$f = \mu g m_d \frac{(1 - e^{-\delta \dot{u}})}{(1 + e^{-\delta \dot{u}})} \tag{3}$$

ここに、 u ：橋桁と橋脚の相対変位 (cm)
 m_d ：橋桁質量 (kg)
 g ：重力加速度 (cm / sec²)
 μ ：橋桁と橋脚の間の相対速度の関数として式(2)で表される摩擦係数
 δ ：すべり現象を表現するパラメータ
 ここでは2.0 (sec / cm) を使用

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \exp(-a \dot{u}) \tag{4}$$

ここに、 $\mu_{\max}$ 、 $\mu_{\min}$ ：それぞれすべり速度が速い時と遅い時のすべり支承の摩擦係数
 ここでは $\mu_{\max}=0.15$ 、 $\mu_{\min}=0.06$ を使用
 a ：摩擦係数の速度依存性を規定する定数
 ここでは0.2 (sec / cm) を使用

また、免震システムの固有周期は水平ばね剛性を変えることによりコントロールできる。これまでの検討結果²⁾によると概ね免震システムの固有周期が非免震橋梁の5～6倍の時、支承相対変位を抑えつつ、適切な免震効果が得られることがわかっている。そこで、本検討では免震システムの固有周期を非免震時の橋脚の初期剛性による固有周期の1～10倍の範囲で変化させ、免震橋梁の応答特性を検討した。

(2)入力地震動

兵庫県南部地震以来、これまでの耐震設計法が見直され、内陸直下型の巨大地震に対する構造物の安全性を考慮する必要があることが指摘されている。本解析では兵庫県南部地震で得られた地震波形を用いて解析を行う。採用した地震波は地盤種別がそれぞれⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種の地盤種別に対して、神戸海洋気象台波⁴⁾ (NS成分、以下気象台波と呼ぶ)、大阪ガス葺合供給所波⁵⁾ (Y成分、以下葺合波と呼ぶ)、東神戸大橋近傍地盤波⁶⁾ (TR成分、以下東神戸波と呼ぶ)を選び、原波(以下100%波と呼ぶ)と原波を1.5倍したもの(以下150%波と呼ぶ)を用いて橋梁の応答を計算した。図-3および図-4に各波形と減

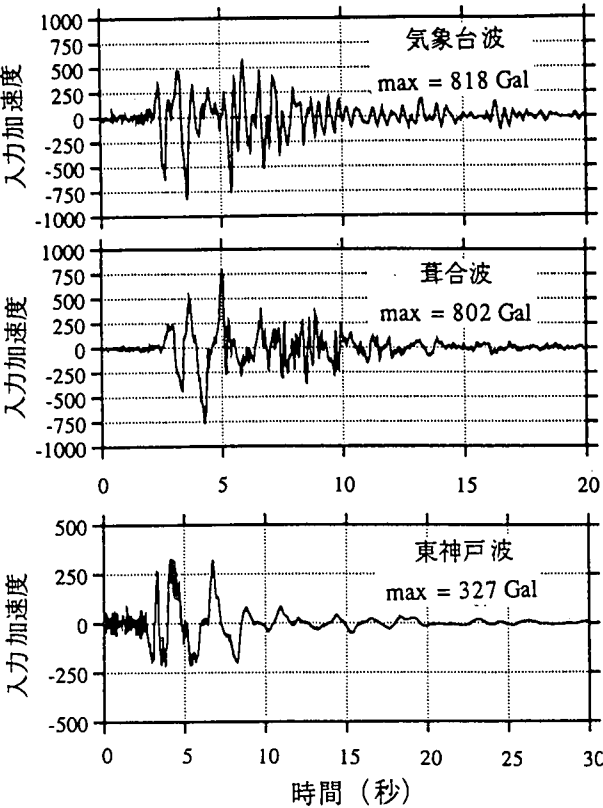


図-3 解析対象の地震波

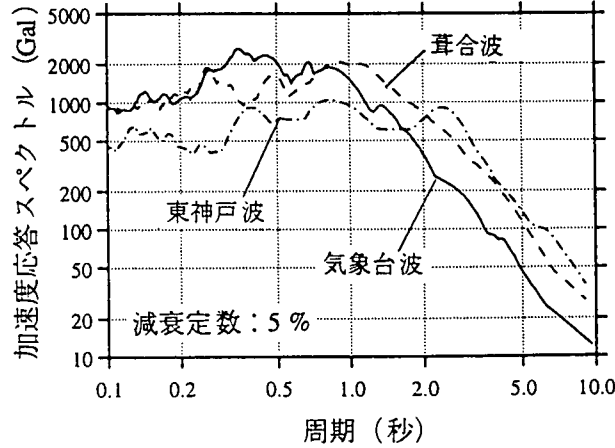
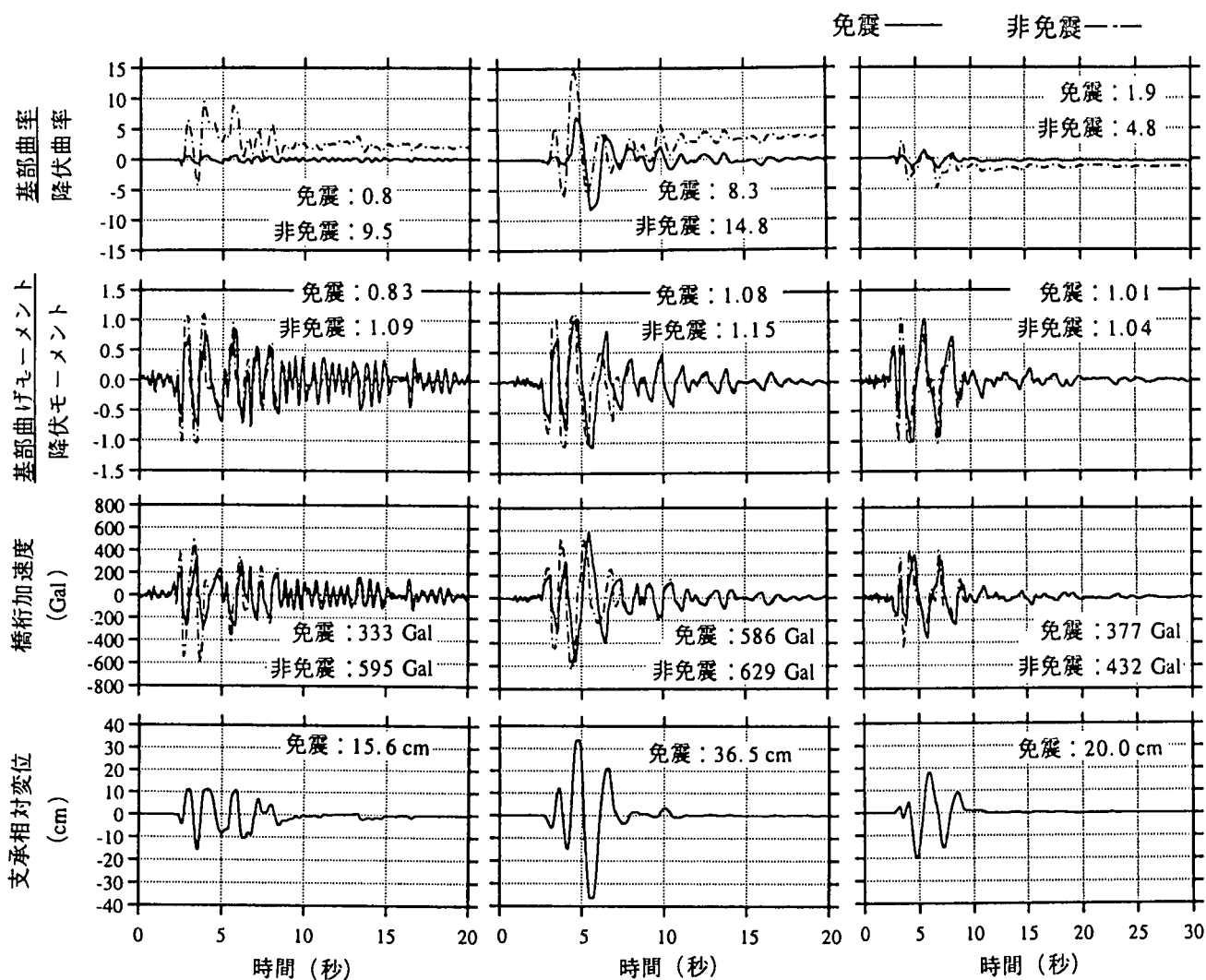


図-4 解析対象地震波の加速度応答スペクトル

衰定数5%の加速度応答スペクトルを示す。気象台波は最大818Galで、比較的良好な地盤上で観測されたため周期1秒以上の長周期成分が比較的小さな波形となっている。葺合波は最大802Galで、気象台波と比較してやや長周期となる0.8～1.2秒付近で加速度応答スペクトルが2000Gal程度に達している。東神戸波は最大327Galで先の2波に比べて最大加速度は小さいが、観測点が比較的軟弱な地盤であったため2.5秒付近で900Gal程度と加速度応答スペクトルが大きくなっている。

(3)解析結果

図-5に水平ばね剛性と橋桁重量から算出される免震システムの固有周期が非免震時の固有周期 0.36

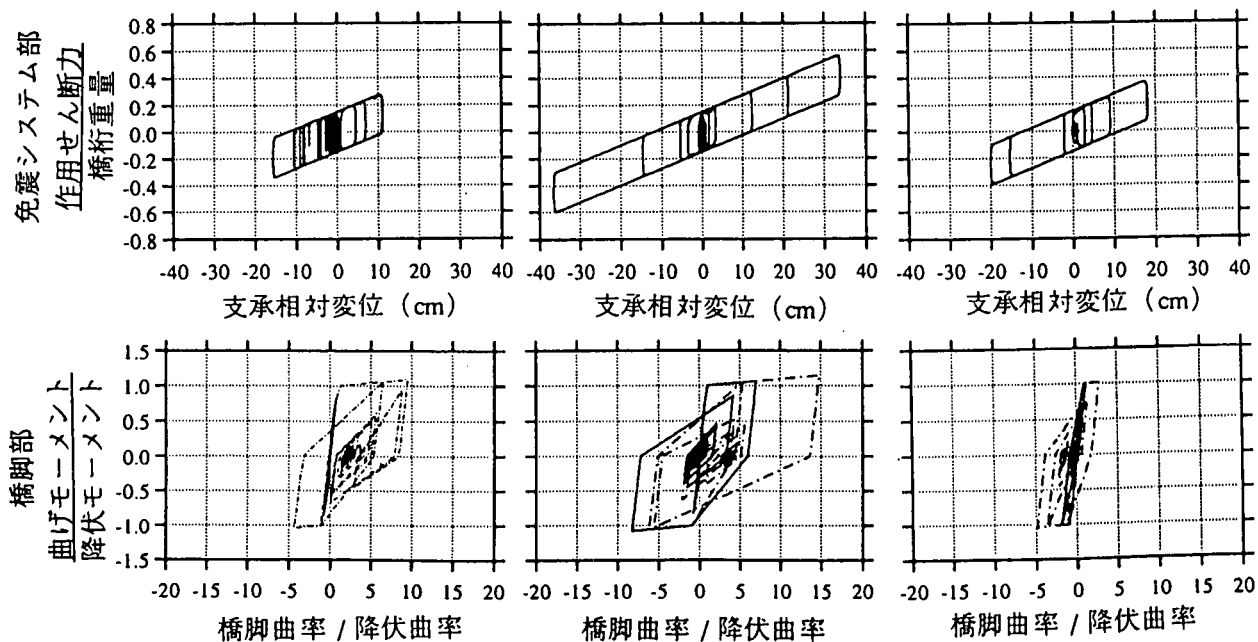


(a) 気象台波100%入力時

(b) 葺合波100%入力時

(c) 東神戸波100%入力時

図-5 橋梁各部の応答



(a) 気象台波100%入力時

(b) 葺合波100%入力時

(c) 東神戸波100%入力時

図-6 橋梁各部の載荷履歴

秒の5倍 1.8秒 となる場合の各波100%入力時の降伏時の値で無次元化した基部の曲率と曲げモーメント、橋桁加速度および支承相対変位の時刻歴波形を非免震の場合と比較して示す。さらに、図-6に免震装置と橋脚基部の载荷履歴を示す。

各波100%入力時の免震化した橋梁の橋桁加速度の最大値は、非免震の場合の56～93%に低下している。また、免震化した橋梁の橋桁加速度の各ピークは非免震の場合より若干位相がずれて生じている。免震橋の支承相対変位は、葺合波入力時に最大値36.5cmが発生する1周期を除いて20cm程度に収まっている。また、支承部には残留変位はほとんど生じていない。非免震の場合、橋脚の無次元曲率が免震の場合に比べて非常に大きく気象台波、葺合波および東神戸波に対して、それぞれ、9.5、14.8および4.8となり、残留曲率（変位）も生じている。

载荷履歴を見ると、3波とも非免震のケースでは橋脚が降伏して橋脚部の履歴減衰が非常に大きくなる。これに対して免震化した場合は支承部の履歴吸収エネルギーが大きく、橋脚の変形は非免震の場合に比べて小さいことがわかる。

(4)各地震波に対する応答特性

図-7～図-9に、(1) c)に示した特性値を持ったすべり方式免震システムを持つ橋梁に(2)に示した波の100%波および150%波を入力した時の橋梁各部の応答特性を示す。

a) 気象台波入力時

気象台波100%を入力した場合、免震システムの固有周期を非免震橋梁の固有周期の5倍 1.80秒 以上としてやれば橋脚基部が降伏せず、支承相対変位も20cm以内に収まり、十分安全な設計が可能となる。気象台波150%入力時は免震システムの固有周期を非免震橋梁の固有周期の7倍 2.52秒 以上としてやれば、支承相対変位30cm以内で橋脚が降伏しない設計が可能となる。仮に免震システムの固有周期を非免震橋梁の5倍 1.80秒 とした場合、気象台波150%入力時の橋脚基部の応答曲率塑性率は3.5で、終局塑性率より小さく、また、100%入力時の非免震の場合の9.5より小さく十分に安全となる。

b) 葺合波入力時

葺合波100%入力時は免震システムの固有周期が非免震橋梁の9倍 3.24秒 以上の場合を除いて橋脚が降伏する。なお、この時の支承相対変位は約50cm以上と非常に大きくなる。これまでの検討で十分免震効果が発揮されることがわかっている、免震システムの固有周期を非免震橋梁の固有周期の5倍 1.80秒 とした場合、応答曲率塑性率は比較的大きく8.3

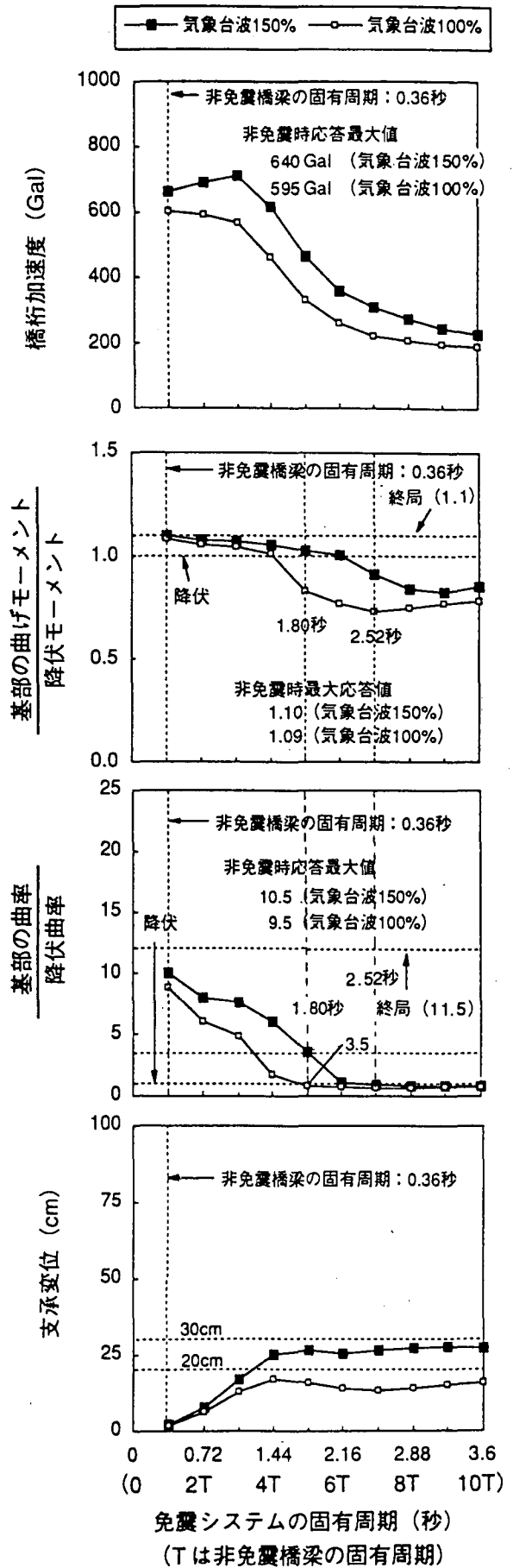


図-7 免震システムの特長値の変化に伴う橋梁各部の応答値（気象台波入力時）

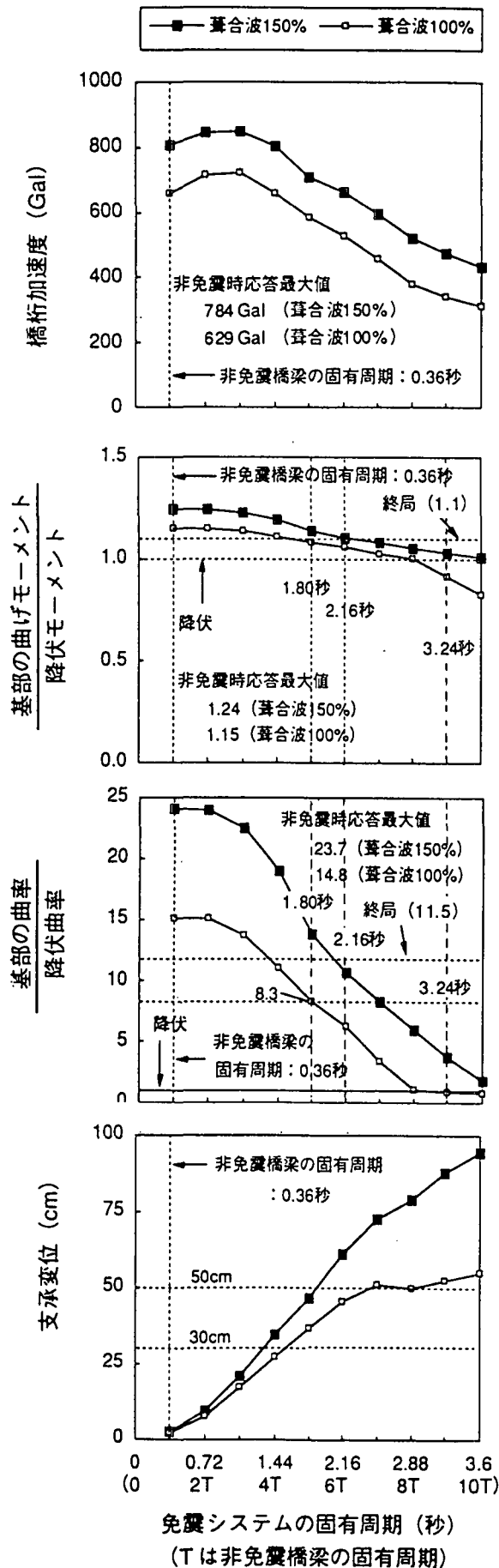


図-8 免震システムの特性値の変化に伴う
橋梁各部の応答値 (葦合波入力時)

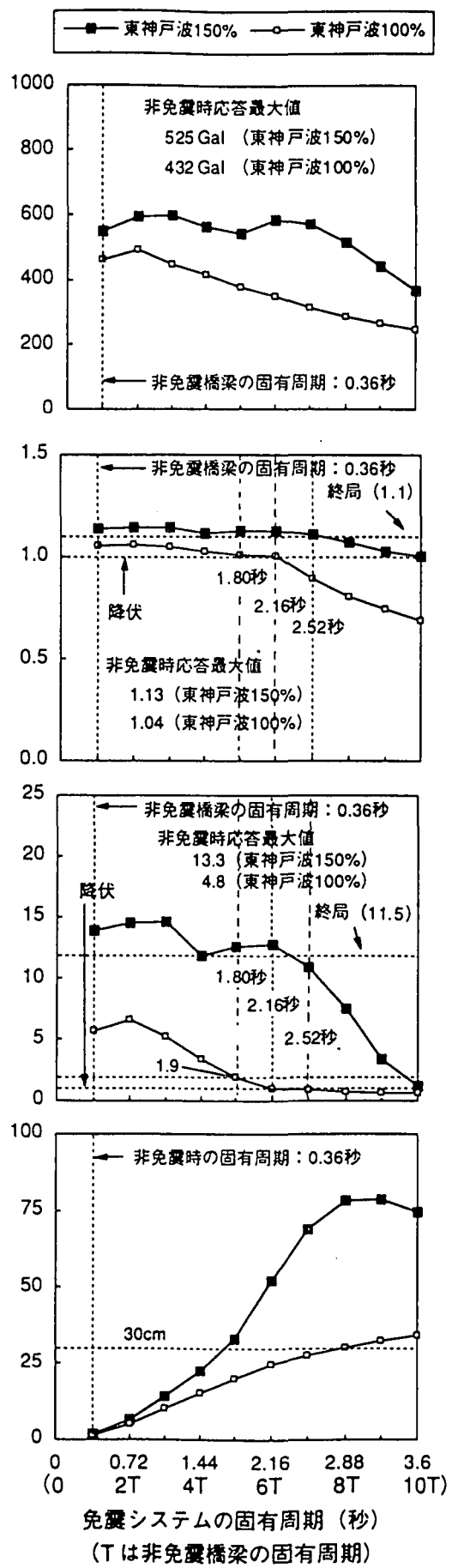


図-9 免震システムの特性値の変化に伴う
橋梁各部の応答値 (東神戸波入力時)

表-1 各地震波入力時の橋梁各部の応答一覧（免震システムの固有周期：1.80秒のケース）

		気象台波		葺合波		東神戸波	
		100%	150%	100%	150%	100%	150%
入力最大加速度(Gal)		818	1227	802	1203	327	491
橋桁応答最大加速度(Gal)		333 (595)	464 (640)	586 (629)	709 (783)	377 (432)	542 (525)
支承最大相対変位(cm)		15.6	26.3	36.5	46.6	20.0	33.3
橋脚基部最大無次元曲率 (応答曲率塑性率)		0.8 (9.5) OK (OK)	3.5 (10.5) OK (OK)	8.3 (14.8) OK (NG)	13.8 (23.7) NG (NG)	1.9 (4.8) OK (OK)	12.6 (13.3) NG (NG)
橋脚先端部	最大変位(cm)	2.0 (19.9)	6.2 (24.1)	16.0 (29.4)	27.9 (54.1)	3.7 (7.6)	22.4 (23.3)
	残留変位(cm)	0.1 (4.8)	0.8 (2.7)	1.0 (7.3)	1.9 (16.0)	0.3 (1.5)	2.6 (7.5)
橋脚基部最大 無次元曲げモーメント		0.83 (1.09)	1.03 (1.10)	1.08 (1.15)	1.14 (1.24)	1.01 (1.04)	1.12 (1.13)

カッコ内は非免震の場合の応答を示す。
OKは終局塑性率に対して安全であることを、NGは危険であることを示す。

となるが、終局塑性率より小さい。なお、葺合波100%入力時の非免震橋梁の応答曲率塑性率は14.8であり、終局塑性率より大きくなる。

葺合波150%入力時は、免震システムの固有周期を非免震橋梁の6倍 2.16秒 にしてやれば、応答を終局塑性率より小さくできる。ただし、この場合は支承相対変位が50cm以上と、非常に大きくなる。

葺合波150%入力時に、このように厳しい応答性状が表れるのは、図-4に示す加速度応答スペクトルの周期1秒付近のピークによると考えられる。

(c) 東神戸波入力時

東神戸波100%入力時は概ね気象台波入力時と同様の傾向が見られ、免震システムの固有周期が非免震橋梁の7倍 2.52秒 以上となると橋脚基部が降伏しなくなる。また、免震システムの固有周期を非免震橋梁の5倍 1.80秒とすると、降伏はするものの、応答曲率塑性率は1.9で終局塑性率に対して余裕がある。

東神戸波150%入力時は他の波形入力時とは異なり、免震システムの固有周期が1.80秒以上の領域で橋脚基部の曲率や橋桁加速度の最大値にピークが生じ、免震システムの固有周期が2.16秒以下の場合、応答曲率塑性率が終局塑性率を越える。これは、図-10に示す免震システムの固有周期が2.16秒のケースの支承相対変位や橋桁加速度の応答に見られるように4～10秒の範囲で共振的な挙動が生じ、大振幅の応答が生じることによるものと考えられる。このような共振現象は、すべり支承の摩擦力に比べて大きな慣性力が作用する、大振幅を持った周期がやや長い正弦波的な地震動が作用した場合に生じる⁶⁾。すべり方式免震システムの特性値の設定にあたって

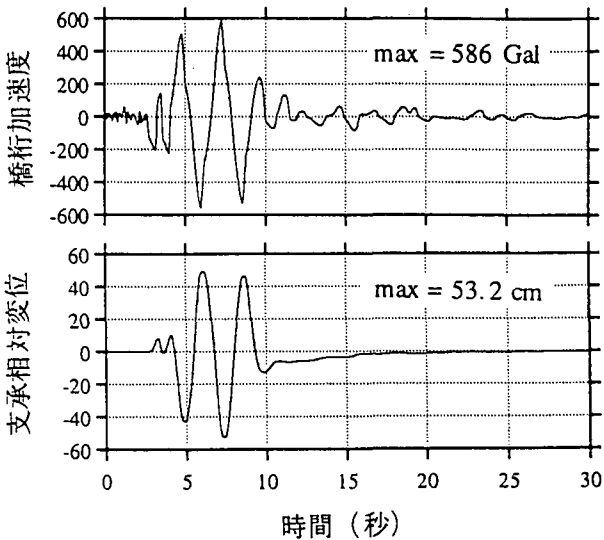


図-10 東神戸波150%入力時の橋桁加速度および支承変位（免震システムの固有周期：2.16秒）

はこのような現象が生じる可能性があることに注意する必要がある。

(5) すべり方式免震橋梁の巨大地震時の応答特性

前節で使用した3波の100%波と150%波を、免震システムの固有周期を非免震橋梁の5倍 1.80秒 と設定した橋梁に入力した場合の橋梁各部の最大応答と残留変位を比較して表-1に示す。

この表から、免震橋梁に100%波が入力した時は、最大の応答を示す葺合波入力時でも応答曲率塑性率が8.3で橋脚は降伏するもの、安全に橋梁を建設できる。100%波入力時の橋脚先端部の変位は、神戸波、葺合波および東神戸波に対して、それぞれ2.0cm、16.0cmおよび3.7cmとなり、非免震時の10～49%となる。橋脚先端の残留変位は、免震橋梁で

は最大で茸合波入力時の1.0cmであり、非免震橋梁の1.5～7.3cmよりも小さくなる。

150%波入力時は、気象台波入力時に応答曲率塑性率が3.5となり安全性が確保されるが、茸合波と東神戸波入力時には、それぞれ13.8、12.6となり橋脚の安全性が確保できない。気象台波入力時は非免震橋梁でも安全性が確保できるが、応答曲率塑性率が10.5と大きくかなり変形が進むものと考えられる。

4. まとめ

すべり支承と水平ばねから構成されるすべり方式免震橋梁の一般的な特長を整理した。また、実橋梁を想定し、本システムを適用した、兵庫県南部地震前の基準で設計された帯鉄筋比が少ない免震橋梁に、兵庫県南部地震やこれを越えるような巨大地震が作用した時の応答特性を検討した。

免震システムの特性値は、すべり支承の摩擦係数を15%で固定し、免震システムの固有周期を非免震橋梁の1～10倍の範囲で変動させた。解析の結果、以下の点が明かとなった。

(1) I種地盤に相当する気象台波を入力した場合は、原波の150%とした場合でも、免震システムの固有周期を非免震橋梁の5倍としてやれば、橋梁の安全性を確保できる。

(2) II種地盤に相当する茸合波100%波入力時には非免震橋梁の応答は終局塑性率を上回るが、免震システムの固有周期を非免震時の5倍とした免震橋梁では橋梁の安全性を確保できる。ただし、150%波入力時はすべり変位を50cm以内に抑えながら、安全性を確保することは難しい。

(3) III種地盤に相当する東神戸波100%入力時は概ね

気象台波入力時と同様の傾向が見られ、安全性を有する。ただし、150%波入力時は共振的な挙動が生じ橋桁の振動が大きくなり、安全性を確保することは難しくなる。

すべり方式免震システムを適用した旧基準で設計された橋梁に、兵庫県南部地震100%波が作用しても、鉄筋は降伏するものの、崩壊に至らないことがわかった。今後、すべり方式免震システムを適用した新基準に基づく橋梁に兵庫県南部地震を越える地震動が作用した時の挙動をより詳細に検討していく予定である。

謝辞：地震波は気象庁データおよび関西地震観測協議会強震観測データを使用した。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 岡本晋, 藤井俊二 他：すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.507/ I - 30, pp167-177, 1995年1月.
- 2) 岡本晋, 深沢泰晴 ほか：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性, 土木学会論文報告集, No.513/ I - 31, pp191-200, 1995年4月.
- 3) 畑明仁, 岡本晋 他：巨大地震が作用した場合のすべり方式免震橋梁の挙動, 土木学会年次学術講演会, I-B46, pp.92-93, 1996年9年.
- 4) 気象庁87型電磁式強震計波形データによる.
- 5) 関西地震観測協議会強震観測データによる.
- 6) 岡本晋, 深沢泰晴：すべり方式免震システムを有する橋梁の正弦波地動に対する応答特性, 構造工學論文集, Vol.40A, pp.1009-1017, 1994年3年.

(1996.9.14受付)

DYNAMIC BEHAVIOR OF A BRIDGE WITH SLIDING TYPE BASE ISOLATION SYSTEM DURING EXTREME LARGE EARTHQUAKE

Susumu OKAMOTO, Akihito HATA and Yoshihiro TANAKA

In this report, the general characteristics of the bridge with sliding-type base isolation system is reviewed first. And next, the response characteristics of the bridge with sliding system to the extremely huge earthquakes are investigated analytically. Through the discussion, the results shown below are obtained. (1) The bridge with sliding isolation system is safe enough even when the 1.5 times wave of the recorded motion on the type I ground during Kobe earthquake occurs. (2) In the cases of using the motions recorded on the type II and type III ground, the sliding isolated bridge is safe for the original waves. But in the case of using 1.5 times motions of the recorded waves, the bending moment of the pier of the base isolated bridge will exceed the yield capacity.