

長多径間連続曲線橋に適用した 免制震すべりシステムのコンセプトと基本構造特性

松田哲夫¹，鵜飼恵三²，和田吉憲³，宇野裕恵⁴，松田 宏⁵

¹正会員 工修 群馬大学大学院 工学研究科 環境創生工学領域（〒376-8515 群馬県桐生市天神 1-5-1）

²正会員 工博 群馬大学大学院教授 工学研究科 環境創生工学領域（〒376-8515 群馬県桐生市天神 1-5-1）

³西日本高速道路株式会社 四国支社 建設事業部（〒760-0065 高松市朝日町 4-1-3）

⁴正会員 工博 オイレス工業株式会社 免制震事業部（〒108-0075 東京都港区港南 1-6-34）

⁵正会員 JIPテクノサイエンス株式会社 橋梁技術部（〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町 1-2-5）

1. はじめに

長多径間連続橋の耐震構造として、免制震すべりシステム(Isolation Seismic Controlled Slide System: ICSS)を構築し、基本構造特性を確認した。

免制震すべりシステムとは「橋台間に挟まれた一連の落橋しにくい多径間連続桁橋にすべり支承を設置して上下部構造をアイソレーションさせ、温度変化等に起因する不静定力を振動系に内蔵させない耐震構造とし、特定区間の下部構造に免震支承および制震ダンパーを用いて地震時の挙動を制御するシステム」である。このシステムを長多径間連続橋に採用することによって、不静定力が橋の耐震性に及ぼす影響を極めて小さくでき、ポストスライド等の施工時の調整が不要となる。さらに、すべり支承を適用することによって下部構造に作用する慣性力を大きく低減できる。この結果、橋脚の基礎・橋脚断面は最小設計地震力で決定され、コストの低減を図ることができる。

本論文では、免制震すべりシステムを用いた橋の耐震性を確認するため、橋長 1,200m の長多径間曲線橋である鋼 18 径間連続橋を対象に動的解析を行った。支承部には、全ての橋脚位置にすべり支承を設置し、両橋台の橋軸直角方向に固定構造を、上部構造中央付近の鋼管井筒基礎を有する 2 基の橋脚に免震支承と制震ダンパーを設

置した。ここで、制震ダンパーの設置方向は橋軸方向に対し 45 度方向としたので、橋軸直角方向の慣性力にも抵抗する。

制震ダンパーは比較的長い部材であり、これをトラス部材でモデル化した。これに対し、制震ダンパーの回転変形や軸方向変形後の挙動を精度よく解析するため、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した複合非線形動的解析を行った。地震波は道路橋示方書の標準波を用い、1 方向入力を基本とした。しかし、本システムのような変位しやすい振動系では、実挙動に則した耐震性能を確認しておくことが重要である。そこで、地震波を 2 方向同時入力した動的挙動も確認した。この結果、本システムの動的な基本特性が明らかとなった。

2. 免制震すべりシステムのコンセプト

(1) すべり支承

図-1 に示すような長多径間連続の免震橋¹⁾では、温度変化やクリープ等に起因する桁の伸縮により、常時状態で桁端に近いほど免震支承が大きく変形している。このため、その状態で地震動を受けると、免震支承が地震時に許容せん断ひずみを満足しなくなることがある。このような場合には、ポストスライド等により支承の変位を

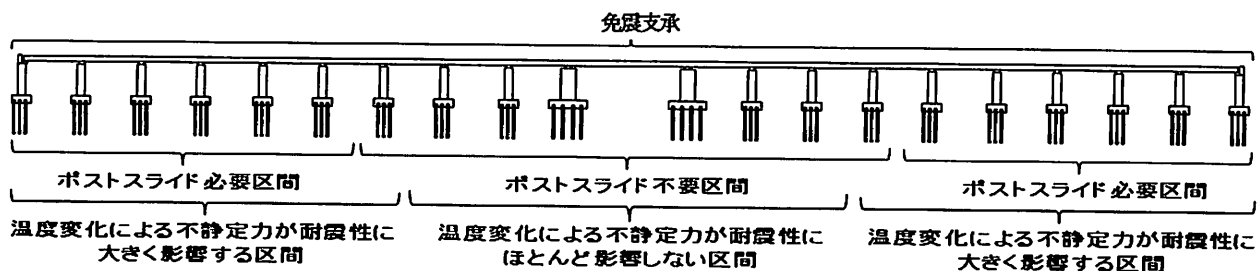


図-1 免震橋のポストスライドの必要区間と不静定力の影響

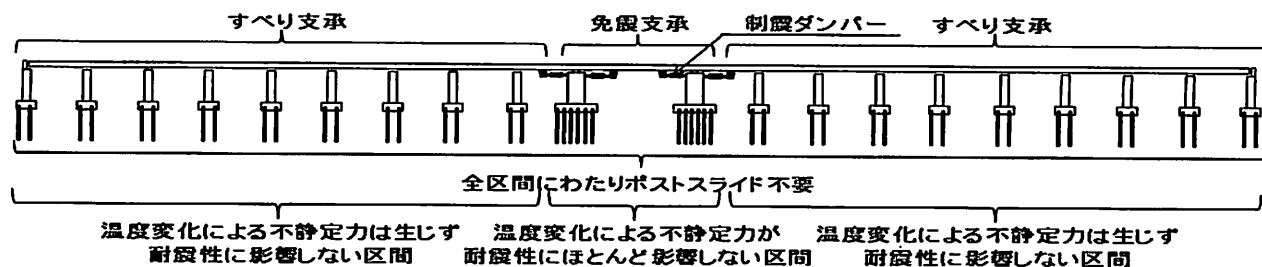


図2 ICSSの適用イメージによるポストスライドと不静定力に対する耐震性の有様性

強制的に調整している。さらに、これらの不静定力は地震時に橋脚の塑性化を促進させるため、耐震性の評価に影響を及ぼすことがある²⁾。また、橋長が長くなると免震支承を適切に構成できなくなることもある。

図-1の長多径間連続橋に対して、免制震すべりシステムを適用したイメージを図-2に示す。すべり支承のみを用いた橋脚では大きな不静定力が作用することはないため、ポストスライド等により支承変位を調整する必要はない。したがって、施工の省力化や施工工程の円滑化が図られてコスト縮減を期待できる外、ポストスライド等の施工誤差による不静定力が残存することもない。さらに、温度変化に起因する桁の伸縮により橋脚に不静定力が内蔵されることがないので、温度変化が耐震性に影響を及ぼすことはない。このように、すべり支承を用いることによって設計で想定する耐震性が損なわれにくい耐震構造³⁾となる。また、すべり支承を設置する下部構造に作用する地震力は摩擦力のみであるので、低摩擦係数の摩擦材を用いれば摩擦係数のばらつきを考慮しても摩擦力の変動は小さく、下部構造に作用する地震力は小さい。この結果、橋脚の規模が小さくなり、特に基礎構造を小さくすることで大きなコスト縮減を期待できる。

(2) 免震支承

すべり支承のみで支持された上部構造は、すべり方向によってすべり性能が少なからず異なる。また、常時状態でもすべるため、上部構造が任意の位置に移動する。このため、地震時の挙動を的確に予測することが難しい。そこで、ゴム支承を用いて上部構造に復元力を与え、常時状態や地震時の挙動を制御する必要がある。

一連の橋の中で広範囲に免震支承を設置すると、免震支承に影響を及ぼす伸縮桁長が長くなり、温度変化に起因する桁伸縮による不静定力が大きくなって耐震性能が低下する。これを避けるために、限られた特定区間の橋脚のみに免震支承を設置し、不静定力の影響を受けにくくする。特定の区間とは橋の条件によって様々であるが、断面の大きい橋脚、いずれかの橋台近傍、低橋脚、高橋脚、良好な地盤に位置する橋脚、施工性のよい橋脚等が考えられる。

検討対象橋は、橋長約1,200mの長多径間の鋼連続曲線橋であり、中央付近では路下の交差条件により支間長が長くなるため、それを支持するP9およびP10橋脚の2基が大規模構造(基礎：鋼管ウェルケーソン)になっている。そこで、図-2に示すように、この橋脚に免震支承および制震ダンパーを集中して設置することとした。免震支承を用いたのは、減衰性能も付与することで地震時の制御能力を高め、かつコストも低減できることによる。

(3) 制震ダンパー

免制震すべりシステムは長周期系の構造物になりやすく、地震時に大きく変位し、常時でも変位しやすい。そこで、制震ダンパーを特定の橋脚に設置することで常時および地震時にトリガー機能を発現させ、減衰性の付与と変位の抑制等により耐震性の向上を図る。しかし、制震ダンパーは温度変化に起因する桁伸縮に追従し、制震ダンパーに及ぼす伸縮桁長が長くなれば不静定量が大きくなり、地震時の移動可能量が減少する。その結果、制震ダンパーの移動量が地震時に満足できない恐れがある。そこで、免震支承を設置する特定の区間内に制震ダンパーを設置し、温度変化に起因する桁伸縮の影響を小さくすれば、それを制震ダンパーの移動可能量に容易に見込める。本橋では、図-2に示すように免震支承を設置する2基の橋脚に制震ダンパーを設置した。

(4) 橋台の固定構造と橋脚の変位制限構造

免制震すべりシステムでは、両橋台位置の橋軸直角方向に固定構造を設けて桁端の4隅で確実に固定支持するので、上部構造は橋軸方向に変位するだけであり、十分な桁かかり長を設ければ落橋を防止することができる。さらに、すべり支承のみを有する橋脚には、図-3に示すように橋軸直角方向の変位制限構造を設置すれば、設計の想定を超える過大な変位が生じても、落橋しにくい。

変位制限構造を設置する理由は、橋脚幅は4.0mと広いものの、すべり支承のみを用いるため橋軸直角方向の変位が大きくなりやすく、相対的には橋脚幅が広いと言い切れないことによる。

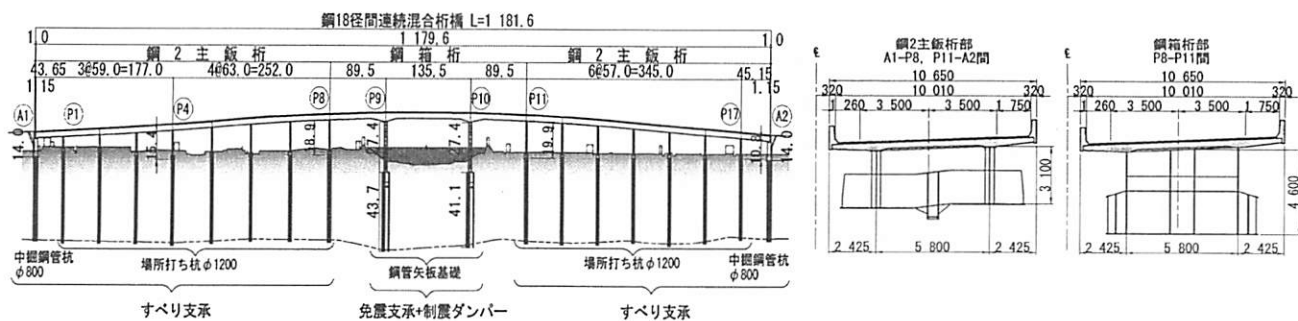


図4 橋脚対象橋の側面図と標準横断面図

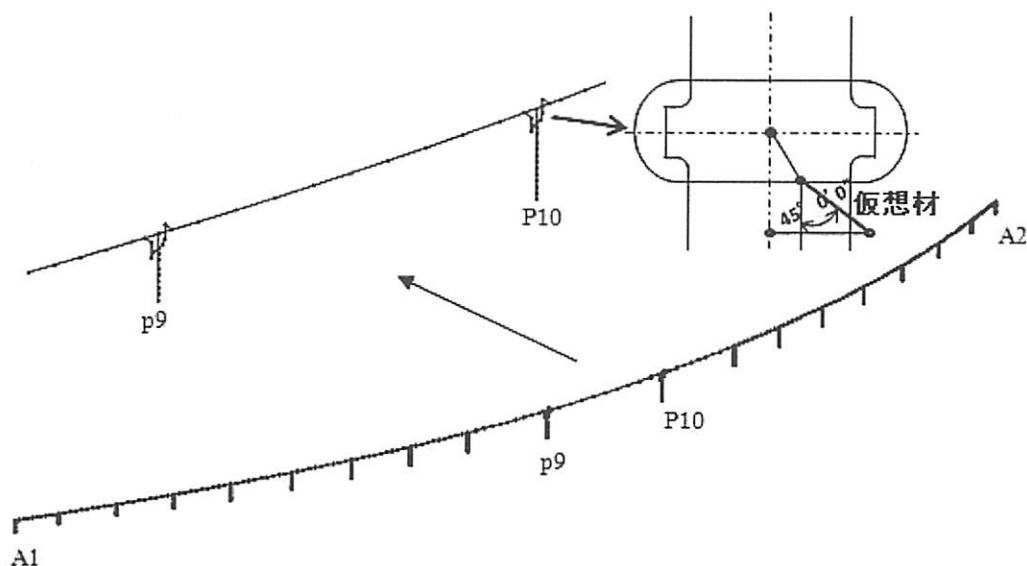


図5 全体モデル図とP9・P10間及びダンパーのモデル図

3. 免制震すべりシステムの基本構造⁴⁾

(1) 橋脚対象橋

本橋は、図-4に示すような鋼18径間連続桁橋である。渡河部のP8～P11間の支間長は135.5mと長いことから鋼箱桁を適用し、その他の区間の支間長は60m程度であるので鋼2主桁桁を適用している。

(2) 解析モデル

両橋台を結ぶ方向を橋軸方向(X)とし、P6橋脚の直角方向を橋軸直角方向(Y)とした。桁のモデル化には縦断勾配を無視した。桁の断面積および剛性は合成桁として算定し、箱桁部のねじり剛性は箱桁と床版を考慮し、鉸桁部のねじり剛性は床版のみを考慮した。上部構造慣性力の作用位置には、桁下からオフセット部材を設けた。橋脚間の桁の分割は10分割とした。解析モデルを図-5に示す。応答値の正負はXY座標軸に準じた。

(3) デバイスの復元力特性

すべり支承、免震支承および制震ダンパーの履歴特性

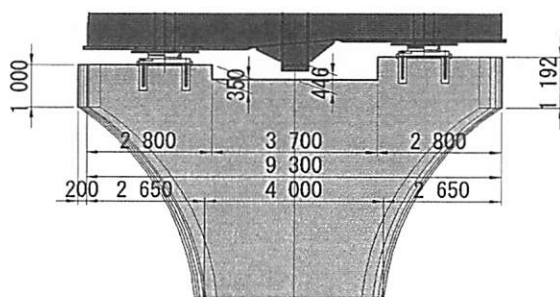


図3 橋脚天端形状図(すべり支承部)

を図-6にそれぞれ示す。

すべり支承には摺動速度により摩擦係数が0.01から0.05の間で変動する低摩擦材を用い、1支承線あたり上下部構造間に2箇所設置しているが、解析モデルでは1箇所に集約した。

免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い、解析モデルには250%のせん断ひずみにおける履歴特性を適用した。

制震ダンパーには速度依存性が極めて小さい摩擦履歴型のシリンダー型ダンパーを用いた。制震ダンパーの取付けピン間長は3.85mであり、水平面内で自由に回転変

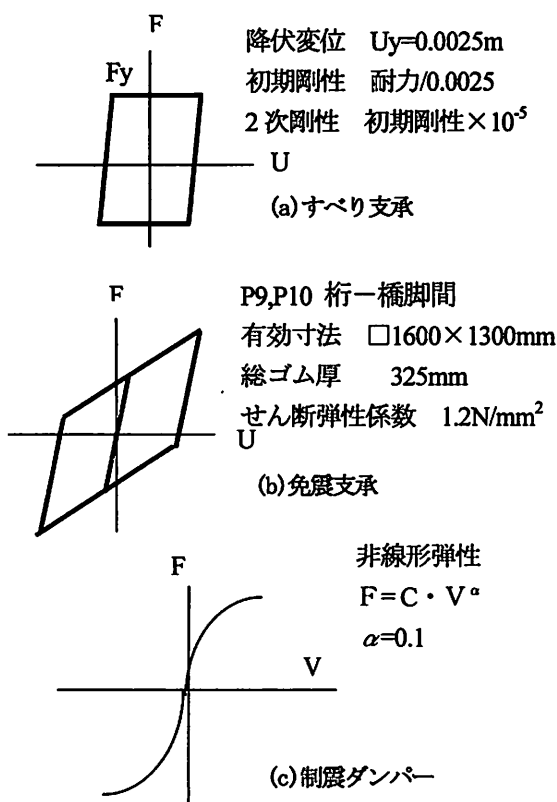


図6 各デバイスの復元力特性

位できる。取付け位置はP9 およびP10 橋脚それぞれの堤外側のみとした。制震ダンパーの抵抗力は速度の0.1 乗に比例し、本モデルでは50kine で9,000kN となるように設定した。制震ダンパーの平面設置角度は桁中心線に対して45度とし、その方向に骨組み部材としてモデル化した。制震ダンパーの復元力特性には、L1 地震動、L2 地震動の解析共に速度依存性を考慮し、制震ダンパーの骨組み方向にのみ機能させた。

(4) 橋脚の復元力特性

橋脚のモデルはM- ϕ モデルとし、強軸および弱軸のそれぞれの方向に独立した非線形性を与えた。履歴モデルは、ひび割れ-降伏-終局を結ぶ武田型トリリニアモデルとし、橋脚のM- ϕ 関係は橋脚基部の値で一定と仮定した。橋脚基部の節点分割は橋脚厚D (=4.5m) に対し、1D 区間をD/2、1D 以上区間は1D で分割した。基礎・地盤バネはSRモデルとした。P9橋脚の断面とM- ϕ 関係を図-7に示す。レベル2地震に対する橋脚の設計では、安全率を免震橋として耐震性能2で評価した。

(5) 変位制限構造の復元力特性

P1~P8, P11~P17 に設置している橋軸直角方向の変位制限構造には、1.55mの遊間を設けた。ここで、設計の想定に反して地震時に変位制限構造に接触する場合に対し、図-8に示すような非線形弾性モデルを設定した。

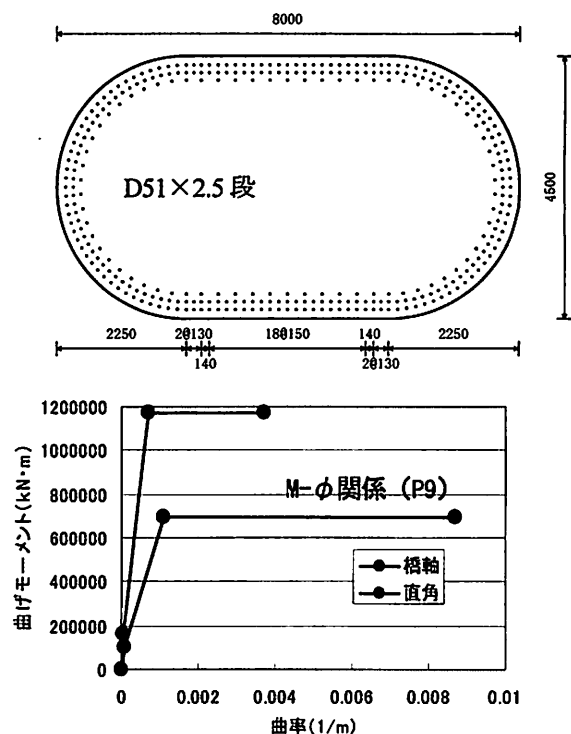


図-7 P9 橋脚基部の断面図とM- ϕ 曲線

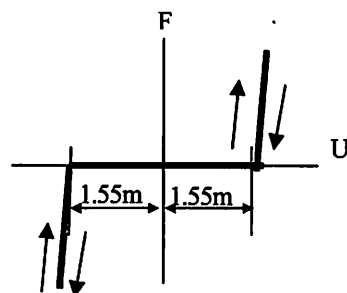


図-8 変位制限構造の復元力特性

4. 入力地震波

(1) 地震波の設定

本解析に用いた地震波は道路橋示方書の標準波¹⁾であり、レベル2地震動のタイプIおよびタイプIIのそれぞれ3波形である。

(2) 地震波の入力方法

耐震性の評価は、地震波3波それぞれを橋軸方向および橋軸直角方向に1方向入力し、応答値を3波平均で評価することが基本である。しかし、本対象橋は全方向に変位しやすく、橋軸方向と橋軸直角方向共に応答が大きくなること、さらにそれぞれの応答が干渉することもある。そこで、地震波を橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ2方向同時入力することにより地震時の実態に

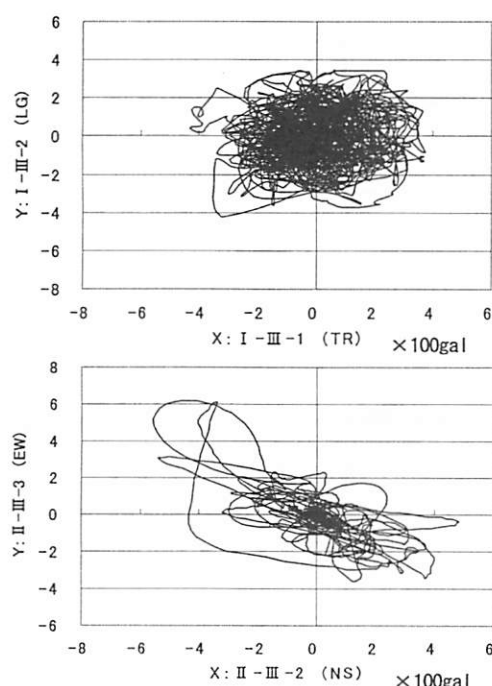


図-9 標準波タイプⅠとタイプⅡ地震動における2方向入力加速度波形のオービット

近い挙動を把握することとした。これに適用する地震波として、同じ地点で得られた直交する標準波であれば実挙動をある程度反映できると考えた。すなわち、タイプⅠおよびタイプⅡ地震動に対し、それぞれ津軽大橋周辺地盤上の地震波およびポートアイランド内地盤上で得られた地震波とし、下記に示す直交成分波である。

タイプⅠ：Ⅰ-Ⅲ-1、Ⅰ-Ⅲ-2

タイプⅡ：Ⅱ-Ⅲ-2、Ⅱ-Ⅲ-3

これらの地震波を2方向に入力した入力加速度のオービットを図-9に示す。タイプⅡでは、Ⅱ-Ⅲ-2地震波(N-S成分)およびⅡ-Ⅲ-3地震波(E-W成分)の最大加速度はそれぞれ557galおよび619galであるが、時刻毎に合成した最大加速度は791galとⅡ-Ⅲ-3地震波の約1.3倍になる。同図より、タイプⅡはタイプⅠに比べて方向性が顕著であることがわかる。

(3) 地震波の入力方向

表-1に示すように1方向入力では、橋軸方向(X)あるいは橋軸直角方向(Y)の入力に限定し、3波それぞれの応答を平均値で評価した。解析はそれぞれの地震波を橋軸方向(X)および橋軸直角方向(Y)に入力する12ケースとした。

2方向同時入力では、地震波の入力方向を逆にする場合および橋軸方向(X)と橋軸直角方向(Y)を入れ替える場合を組み合わせ、解析は表-2に示すような8ケースとした。しかし、2方向同時入力の解析では地震波が限定されていることから、地震波の特性の影響を受けやすい。

表-1 L2地震時1方向入力地震波の解析ケース

入力地震動	ケース	入力波形	
		X方向	Y方向
レベル2 タイプⅠ 1方向入力	1	+Ⅰ-Ⅲ-1	任意
	2	+Ⅰ-Ⅲ-2	任意
	3	+Ⅰ-Ⅲ-3	任意
	3波平均		
	4	+Ⅰ-Ⅲ-1	P6 -T
	5	+Ⅰ-Ⅲ-2	P6 -T
レベル2 タイプⅡ 1方向入力	1	+Ⅱ-Ⅲ-1	任意
	2	+Ⅱ-Ⅲ-2	任意
	3	+Ⅱ-Ⅲ-3	任意
	3波平均		
	4	+Ⅱ-Ⅲ-1	P6 -T
	5	+Ⅱ-Ⅲ-2	P6 -T

表-2 L2地震時2方向入力地震波の解析ケース

入力地震動	ケース	入力波形	
		X方向	Y方向
レベル2 タイプⅠ 2方向入力	1	+Ⅰ-Ⅲ-1	+Ⅰ-Ⅲ-2
	2	+Ⅰ-Ⅲ-1	-Ⅰ-Ⅲ-2
	3	-Ⅰ-Ⅲ-1	+Ⅰ-Ⅲ-2
	4	-Ⅰ-Ⅲ-1	-Ⅰ-Ⅲ-2
	5	+Ⅰ-Ⅲ-2	+Ⅰ-Ⅲ-1
	6	+Ⅰ-Ⅲ-2	-Ⅰ-Ⅲ-1
	7	-Ⅰ-Ⅲ-2	+Ⅰ-Ⅲ-1
	8	-Ⅰ-Ⅲ-2	-Ⅰ-Ⅲ-1
レベル2 タイプⅡ 2方向入力	8波平均		
	1	+Ⅱ-Ⅲ-2	+Ⅱ-Ⅲ-3
	2	+Ⅱ-Ⅲ-2	-Ⅱ-Ⅲ-3
	3	-Ⅱ-Ⅲ-2	+Ⅱ-Ⅲ-3
	4	-Ⅱ-Ⅲ-2	-Ⅱ-Ⅲ-3
	5	+Ⅱ-Ⅲ-3	+Ⅱ-Ⅲ-2
	6	+Ⅱ-Ⅲ-3	-Ⅱ-Ⅲ-2
	7	-Ⅱ-Ⅲ-3	+Ⅱ-Ⅲ-2

そこで、8ケースの入力が地震波の特性の相違に相当すると見なし、本論文では8波平均で評価した。

5. 固有振動解析および動的解析条件

(1) 固有振動解析とRayleigh減衰定数の設定

固有振動解析に用いた各部材の剛性は、以下に示す物性値を用いた。

上部構造：全断面有効剛性(高欄は無視)

橋脚：ひび割れ剛性

免震支承：等価剛性

すべり支承、制震ダンパー：モデル化しない

等価減衰定数は、上部構造を2%、橋脚を2%、免震支承を5%、基礎・地盤を10%と設定した。

橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の1次の固有周期は、それぞれ5.3sec、16.3secおよび1.6secである。橋軸直角方向の1次固有振動モードを図-10に示す。

Rayleigh減衰は1次(桁の橋軸直角方向)と38次(免震支承の橋軸方向)の固有振動数(1次：0.06Hz、38次：2.11Hz)より、 $\alpha=0.016667$ 、 $\beta=0.00654$ と設定した。

固有周期 $T=16.3$ 秒



図-10 橋軸直角1次モード図と1次固有周期

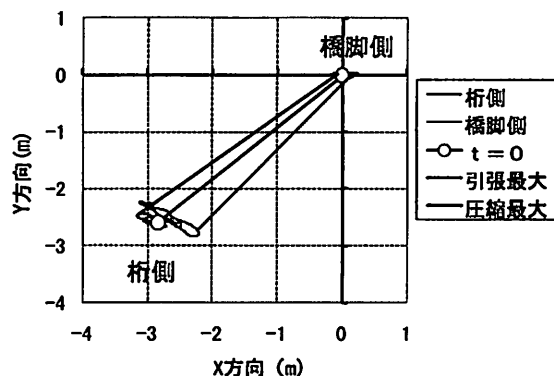


図-11 1方向入力時のP9制震ダンパーのオービット

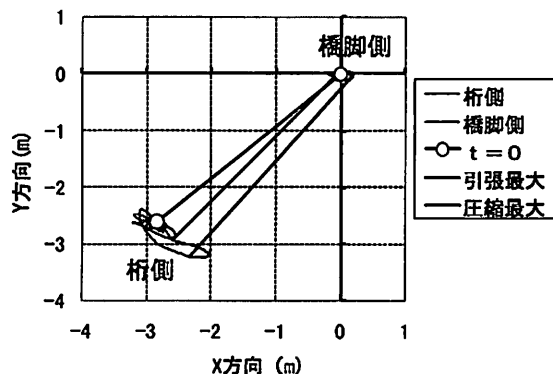


図-12 2方向同時入力時のP9制震ダンパーのオービット

(2) 動的解析法

非線形時刻歴応答解析法により解析を行った。直接積分法として Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用い、計算時間間隔は $\Delta t=0.001$ sec とし、不釣り合い力が生じた場合は収束計算を行った。

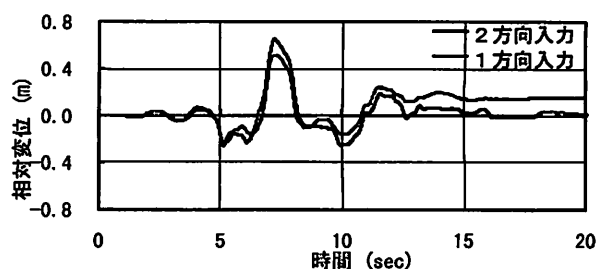
6. 基本応答特性

本論文では、以下のケースに着目した。

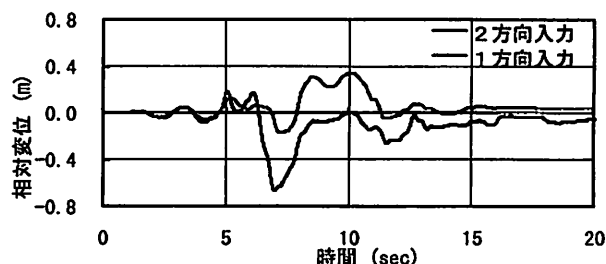
- ① 1方向入力 : 表-1 レベル2タイプIIケース2
- ② 2方向同時入力: 表-2 レベル2タイプIIケース1

(1) 制震ダンパーの特性

図-11 および図-12 に制震ダンパーの橋脚側および桁側の両端取付け点におけるオービットを示す。橋脚側の変形前における取付け点位置の座標を (0.0, 0.0) とし、



(a)橋軸方向の時刻歴応答変位



(b)橋軸直角方向の時刻歴応答変位

図-13 P9 制震ダンパーの応答変位

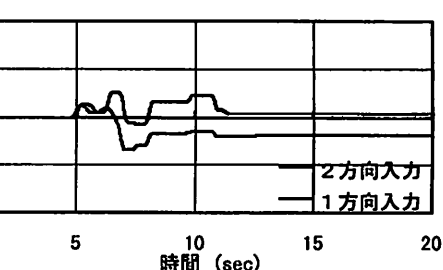
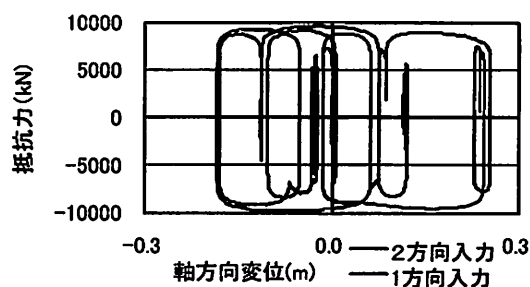


図-14 P9制震ダンパーの応答履歴と時刻歴応答変位

各取付け点の履歴を示した。同図では、初期状態の両端を○印で示し、制震ダンパーの引張変位および圧縮変位が最大となる制震ダンパーの位置を線で示した。これより、2方向同時入力による制震ダンパーの回転変位は、1方向入力より大きいことがわかる。

図-13 に橋軸方向および橋軸直角方向の時刻歴応答変位を示す。1方向入力では、橋軸方向(X)の変位量が2方向同時入力より最大値では若干小さい程度であり、2方向同時入力および1方向入力ともに地震波の入力方向に対する応答に大きな差はない。また、2方向同時入力の橋軸直角方向(Y)の相対変位は、当然ながら1方向入力より大きい。

制震ダンパーに作用する抵抗力と橋軸方向の時刻歴応答変位を図-14 にそれぞれ示す。制震ダンパーの抵抗力

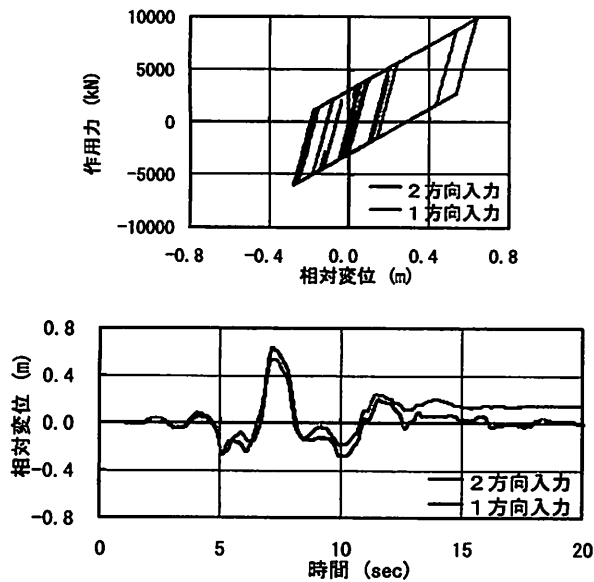


図-15 P9 免震支承の橋軸方向の応答履歴と時刻歴応答変位

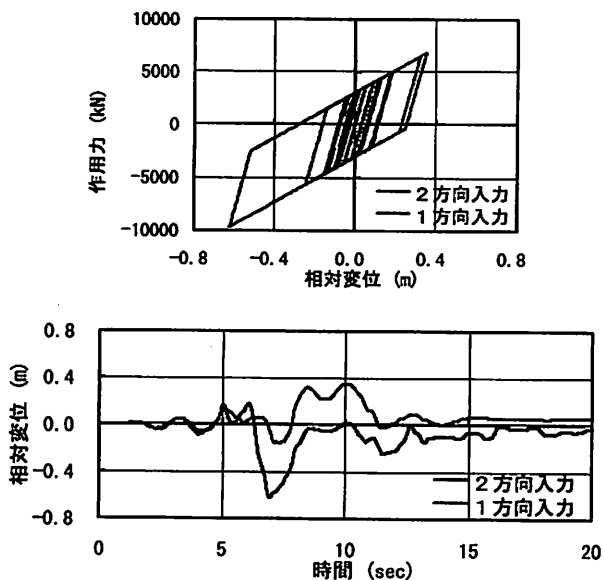


図-16 P9 免震支承の橋軸直角方向の応答履歴と時刻歴応答変位

が1方向入力と2方向同時入力とで大きな差はないのは、制震ダンパーの速度依存性が極めて小さいことによる。しかし、履歴を示す方向が逆になっており、時刻6secあたりから応答が変化している。このように、制震ダンパーの地震時の挙動は2方向同時入力と1方向入力とは異なっている。また、図-14に示された制震ダンパーの応答変位は、図-13に示す橋軸方向や橋軸直角方向成分の変位に比べて小さい。これは、制震ダンパーは回転変形を伴うことで斜め方向に設置した場合には、橋軸方向および橋軸直角方向の変位に比例して大きくならないことによる。

(2) 免震支承(P9)の応答特性

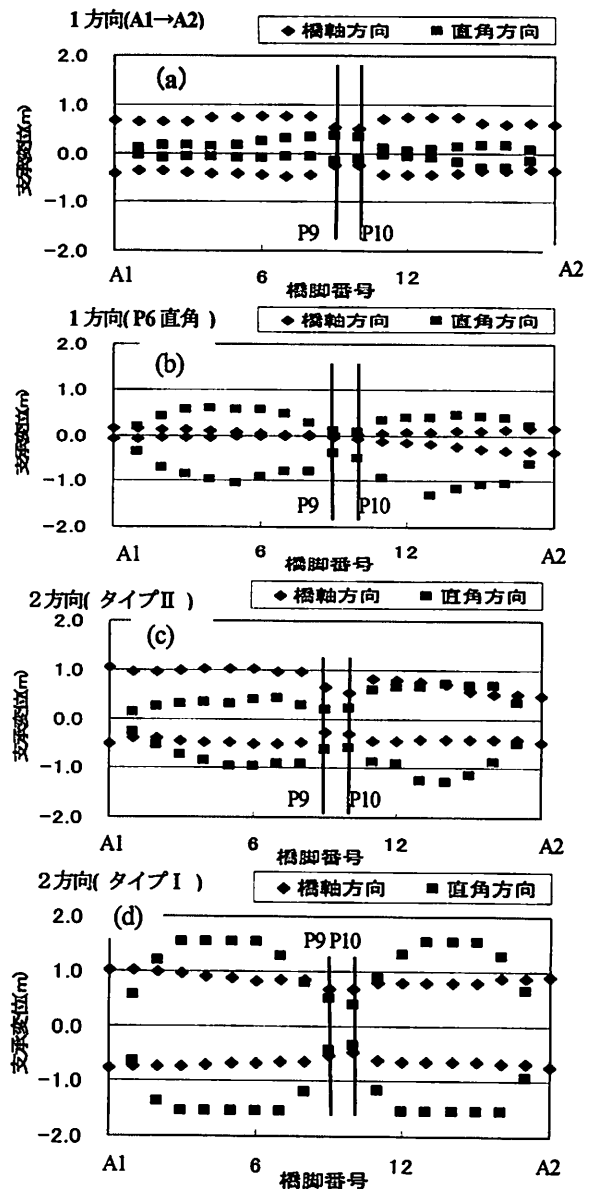


図-17 すべり支承の応答変位

免震支承の橋軸方向および橋軸直角方向の履歴と時刻歴応答変位をそれぞれ図-15および図-16に示す。時刻歴応答変位は制震ダンパーと同等である。橋軸方向の応答変位は、1方向入力も2方向同時入力も同様な挙動を示すが、作用力および変位共に、2方向同時入力の方が最大値で約10%程度大きくになっている。また、橋軸直角方向の応答は制震ダンパーの挙動に整合しているが、1方向入力と2方向同時入力の応答方向が逆になっている。これは、1方向入力では橋軸直角方向に地震波を入力していないためである。

(3) すべり支承の応答特性

すべり支承の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答変位モードを図-17に示す。橋軸直角方向の固有周期は16.3秒と長いので、橋軸直角方向の応答変位が大きくなる。また、2方向同時入力タイプIとタイプIIの応答の相違を調

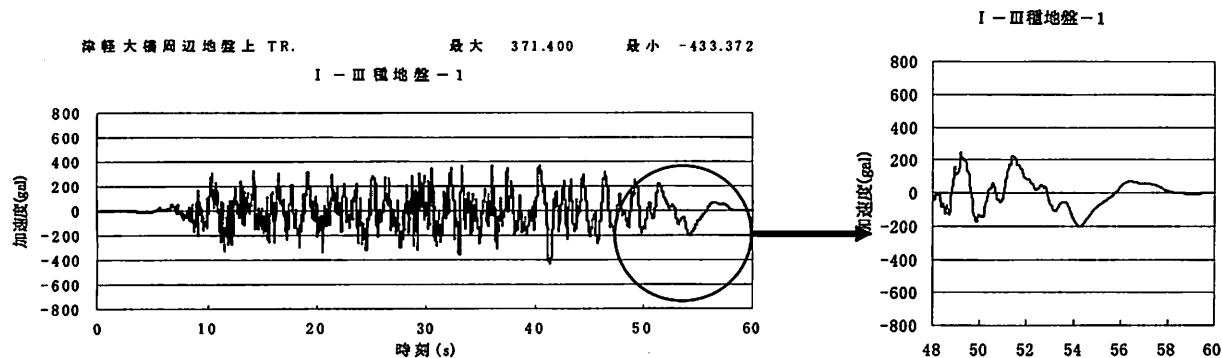


図-18 I-III-1 地震波の時刻歴加速度

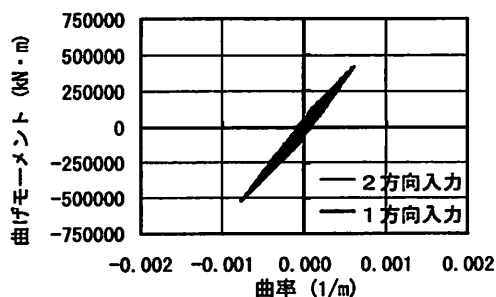


図-19 橋脚基部の応答履歴

べるため、タイプⅠのⅠ-Ⅲ-2地震波の応答変位も併せて示した。

すべり支承の橋軸方向および橋軸直角方向の応答変位は、必ずしも2方向入力の方が大きくなるとは限らないようである。ただし、長周期成分が卓越するタイプⅠでは、橋軸方向も橋軸直角方向も応答変位が大きくなり、橋軸直角方向の変位が変位制限構造の制限値1.55mを超えることがあった。これは、時刻50sec以上で生じたが、50sec以下では1.55mを超えることはなかった。図-18に示すⅠ-Ⅲ-1の地震波のように、50sec以上の時刻で長周期成分が卓越する正弦波に近い地震波となって、影響したと思われる。

(4) 橋脚基部の応答特性

P9橋脚の基部における橋軸方向の応答履歴を図-19に示す。橋脚基部は耐震性能2で断面決定しており、1方向入力と2方向同時入力は同様な挙動であり、弾性範囲内である。

(5) まとめ

従来の耐震設計で用いられている1方向入力であれば、検討対象橋の橋脚、免震支承、制震ダンパーおよびすべり支承の地震時応答値は許容値以内であることを確認した。ただし、レベル2のタイプⅠ地震波を用いた2方向同時入力では、50sec以上の時刻で桁の変形が変位制限構造のクリアランス量1.55mを超えることがあった。

6. おわりに

本論文で免制震すべりシステムの検討対象とした橋は、地震時慣性力が集中するP9、P10の躯体コンクリートには高強度材料($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$, SD490)を用い、基礎型式を鋼管矢板基礎とすることで、橋全体の慣性力の大部分をP9、P10橋脚に集中させ、他の橋脚規模の縮小化や免震支承を設置する橋脚基数の低減を図った。この結果、本対象橋に免震すべりシステムを採用した場合の工費は、免震橋を採用した場合に比べて下部工・基礎工が特に小さくなり、支承部のデバイスを含めた下部工費で約22%のコスト削減効果があった。

謝辞：本研究を進めるに当たり、京都大学大学院五十嵐准教授、古川准教授には、貴重な御助言をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002. 3.
- 2) 宇野裕恵，松田泰治，宮本宏一，柚木浩一，長悟史，篠田隆作：温度変化が免震橋・非免震橋の地震時挙動に及ぼす影響，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 577-584，2009. 11.
- 3) 宇野裕恵，松田哲夫，福岡賢，大内浩之，宮崎貞義：免制震すべりシステムの開発(1)：コンセプト，第65回土木学会年次学術講演会講演概要集第Ⅰ部門，2010. 9.
- 4) 松田宏，宇野裕恵，松田哲夫，福岡賢，花田克彦：免制震すべりシステムの開発(2)：解析方法，第65回土木学会年次学術講演会講演概要集第Ⅰ部門，2010. 9.