

高架橋の3次元動的解析モデルを用いた 桁間連結装置および車両通行性能の評価

阿部雅人¹・藤野陽三²・吉田純司³・朱平⁴

¹正会員 Ph.D. 株式会社 BMC (〒261-7125 千葉県千葉市美浜区中瀬 2-6)

²フェロー会員 Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

E-mail: fujino@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

³正会員 博士(工) 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科 (〒400-8511 山梨県甲府市武田 4-3-11)

E-mail: jyoshida@ccn.yamanashi.ac.jp

⁴正会員 Ph.D. 科学技術振興事業団 研究員 社会技術研究システム推進室

(〒105-6218 東京都港区愛宕 2-5-1)

E-mail: zhu@popsvr.tokai.jaeri.go.jp

1995年兵庫県南部地震では、桁間の衝突が要因と考えられる被害により、緊急時に車両の通行が著しく困難であったことが報告されている。本研究では、橋梁の精緻な3次元動的解析モデルを構築し、桁間連結装置ならびに車両の通行性について解析的に検討することを目的とする。まず、地震時における橋梁の動的挙動を精緻に再現する3次元モデルを構築する。次いで3径間の高架橋を例として取り上げ、衝突現象が橋梁の挙動に及ぼす影響、ならびに変位制限装置と衝撃緩衝装置を併用した桁間連結装置の有効性について定量的に検討する。最後に桁間の段差および遊間に対する通行可能速度を用いて車両の通行可能性を規定し、地震応答解析結果に適用して震災後の車両の通行性について検討する。

Key Words: *elevated bridge, 3D modeling, nonlinear analysis, pounding mitigation, restrainer, bumper, traffic serviceability, serviceability criterion*

1. はじめに

道路橋では、大地震により全壊するに至らない場合でも、車両が通行できなくなる場合がある。1995年兵庫県南部地震では、高架橋に著しい被害が生じ、物資の輸送・緊急車両の通行が不可能になった事例が多くみられた。被害調査によると、桁間の衝突により衝撃的な荷重が作用して桁端部、橋台あるいは支承部に損傷が生じ橋梁の交通機能が損なわれたことが報告されている¹⁾。図-1は、地震後における桁間の連結部を示している。図より、連結部には橋軸方向だけでなく、橋軸直角方向および鉛直方向にも大きな残留変形が生じていることがわかる。これらの残留変形は主に地震時に生じる桁間の3次元動的衝突現象や支承部の破壊が原因であると考えられている。特に近年、積層ゴム支承などの免震デバイスを採用する橋梁が増加してきている。これにより桁の応答変位が増大して桁間に衝突が生じ、支承部や桁端部に損傷をもたらすとともに、車両の通行を妨げる可能性を有している。

以上より、桁間の衝突現象を含む橋梁の精緻な解



図-1 兵庫県南部地震時に桁間連結部に生じた残留変位

析を行い、衝撃緩衝装置などを用いた落橋防止構造の有効性を詳細に検討する必要性は極めて高いものと思われる。また、重要路線については、緊急対応の観点から今後、機能保持、すなわち車両が通行できることを前提とし耐震設計を目指していくべきである。そのためには、現実に即した使用性(通行可能性)に関する許容値と、それを評価するための合理的な解析手法を確立する必要がある。

Tseng および Penzien²⁾は、サンフェルナンド地震で落橋に至った高架橋を対象として、桁間の衝突現

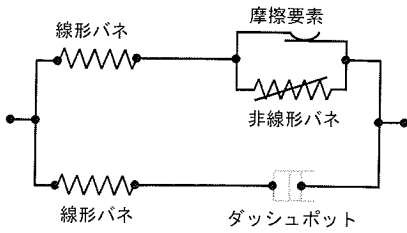


図-2 積層ゴム支承の復元力モデルの概念図

象を完全塑性衝突と考え1次元の衝突バネを挿入することでモデル化し、解析を行っている。さらに Kawashima および Penzien³⁾は、これを弾性衝突として衝突バネを修正することを提案し、その妥当性を実験結果と比較して検証している。同様に衝突バネを用いた桁間衝突現象の解析的検討は、志村ら⁴⁾および矢部ら⁵⁾によっても行われている。

川島および庄司⁶⁾は、落橋防止システムの衝突力低減効果について、衝撃緩衝装置の性能に着目して解析的に詳細な検討を行っている。さらに川島ら⁷⁾は、振動台による模型実験により衝突現象および衝撃緩衝装置の効果を検討するとともに、解析モデルの精度を検証している。梶田ら⁸⁾は、落橋防止構造の一つである桁間連結ケーブルを有する高架橋の地震時挙動ならびに装置の有効性を解析的に検討している。村田ら⁹⁾は鋼鉄道橋に対応したエネルギー吸収性能を有する落橋防止装置を提案し、装置の力学特性の把握およびモデル化を行うとともに、装置を設置することによる橋梁の耐震補強効果を解析的に検討している。森山および依田¹⁰⁾は、兵庫県南部地震時に被害を受けた2径間の高架橋の1/100模型を対象として2次元振動台により振動実験を行い、桁間の衝突を含む橋梁の動的応答ならびに桁間連結装置の効果について実験的に検討している。

しかし以上の事例はいずれも桁間衝突を1次元あるいは2次元の現象としてとらえ解析および実験を行っており、実地震に対応した3次元の検討は行われていない。特に解析的な検討では、いずれも桁間の衝突を1次元の現象としてモデル化しており、3次元の衝突の影響は考慮されていない。また、これまで車両の通行可能性に関する規定が確立されていないことから、桁間衝突の影響や落橋防止構造の性能を基に車両の通行性を定量的に評価している事例はみられない。

本研究では、桁間の多次元の衝突を含む橋梁の精緻な3次元動的解析モデルを構築し、桁間の衝突現象を解明するとともに、変位制限装置ならびに衝撃緩衝装置を有する橋梁の耐震性能を評価する。さ

らに、車両の通行可能性に関する要求性能を定量化し、それを応用して動的解析モデルにより車両通行性を評価することを目的とする。

具体的には、まず著者らが提案した3次元衝突モデル¹¹⁾を応用し、橋梁の動的解析モデルを構築する。本モデルは、桁間の衝突現象に加え、支承および橋脚の多軸材料非線形性ならびに地盤と基礎の動的相互作用の力学モデルを導入しており、実地震時の橋梁の挙動を精緻に再現することが可能なものである。さらに、構築した動的解析モデルを応用し、3径間の橋梁を解析例として取り上げ、主に桁間衝突現象に着目した橋梁の地震時挙動を明らかにする。

次に変位制限装置および衝撃緩衝装置からなる桁間連結装置の力学モデルを、上述した橋梁のモデルに導入して地震応答解析を行い、橋梁の耐震性能について詳細に検討する。

次いで、道路橋に対する要求性能として機能保持に着目し、確保すべき車の通行性と対応許容値を規定する一つの考え方を提案する。さらに、兵庫県南部地震における阪神高速道路3号神戸線・西宮～摩耶間の被害を対象として、車両の通行可能性と道路橋の許容損傷レベルとの関係を明らかにし、提案した規定の妥当性を示す。

最後に橋梁の地震応答解析から得られる支承の変位および桁間のギャップを、上述した規定に適用し、地震後の車両の通行性について検討する。

2. 衝突を含む橋梁の3次元モデルの構築

地震時における橋梁の挙動を精緻に評価するためには、支承部や橋脚など個々の構造部材を精度よくモデル化する必要がある。以下では、本研究で橋梁の各部位に用いたモデルに加え、桁間の衝突現象のためのモデルについて説明する。さらに、3径間の免震橋梁を対象として地震応答解析を行い、衝突現象が橋梁の応答に及ぼす影響について述べる。

(1) 橋梁の3次元動的解析モデル

a) 支承部のモデル化¹²⁾

ここでは、積層ゴム支承のモデルとして、水平2方向の復元力特性を再現可能な2軸モデルを用いる。このモデルは、変位量に依存する等方効果を含む弾塑性バネとMaxwellモデルとを並列に組み合わせたものであり、流動学的には図-2のように表すことができる。この水平2方向モデルの具体的な数式は以下ようになる。

$$\mathbf{F} = \mathbf{F}^{(1)} + \mathbf{F}^{(2)} \quad (1a)$$

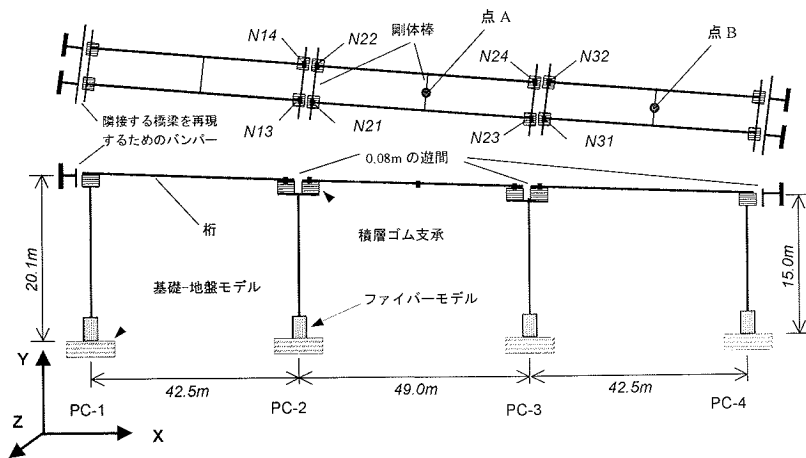


図-3 解析対象とした3径間免震橋の構造諸元

表-1 解析対象橋梁における橋脚の構造諸元とモデルのパラメータ

名称	PC-1	PC-2	PC-3	PC-4
断面の直径 [m]	2.5	3.0	3.0	2.5
厚さ [m]	0.028	0.036	0.036	0.025
モデルに含まれるパラメータ	バイリニアモデル: ヤング率 $E_0=210$ [GPa], 降伏応力 $\sigma_y=400$ [MPa], 降伏後の剛性 $E_y=2.1$ [GPa]			

表-2 解析対象橋梁における積層ゴム支承の構造諸元とモデルのパラメータ

積層ゴム支承の名称	タイプ I	タイプ II
設置橋脚	PC-1, 2, 3	PC-4
設計鉛直荷重 [kN]	5000	2500
断面積 A [mm ²]	970×970	870×620
ゴム総厚 t_r [mm]	26×7	17×6
モデルのパラメータ	$F_0=0.0368$ [kN/cm ²]× A , $U_0=0.0386$ [strain]× t_r , $\alpha=0.44$, $\beta=0.39$, $\gamma=8.00 \times 10^{-10}$, $n=0.201$, $p=4.91$, $q=0.0168$, $k=0.0201$ [(kN/cm ²)/strain]× A/t_r , $\eta=16.2$ [(kN/cm ²)/strain]× A/t_r	

ここに、 \mathbf{U} は支承に作用する水平2方向の変位ベクトル、 \mathbf{F} は水平2方向の復元力ベクトル、 U_{\max} は時刻 $s=0$ から現時刻 $s=t$ までに支承が受けた最大変位である。また F_0 , U_0 , α , β , γ , n , p , q , η および k はパラメータである。上述したモデルの導出、パラメータの物理的意味、ならびに精度については、文献 12), 13) を参照されたい。

b) 橋脚のモデル化¹⁴⁾

ファイバーモデルは、任意断面形状の橋脚の3次元的地震時挙動を、簡易にかつ精度良く再現できるモデルとして知られている。ここでは、鋼製橋脚を対象としていることから、バイリニアモデルを応力-ひずみ関係として採用し、任意断面形状を対象としたファイバーモデルを用いた。

c) 基礎-地盤の動的相互作用¹⁵⁾

基礎-地盤構造では、両者の動的作用を考慮したモデルを採用した。このモデルでは、群杭を1つの梁で近似し、梁の頭部における等価な質量、剛性および減衰を周波数領域において同定する。これにより、基礎-地盤の動的相互作用を等価な質点、バネおよびダッシュポットに置換する。

d) 衝突現象のモデル化¹¹⁾

本研究では、桁の衝突現象を解析に取り入れるため、著者らが提案した接触モデルを用いる。本モデルは、桁間の衝突現象を精度よくかつ簡易に有限要素解析に取り入れることが可能となる。モデルの詳細および精度については、文献 11) を参照されたい。

$$\frac{\dot{\mathbf{F}}^{(1)}}{F_y} = \frac{\dot{\mathbf{U}}}{U_0} \frac{|\dot{\mathbf{U}}|}{U_0} \left(\frac{|\mathbf{F}^{(1)} - \mathbf{S}|}{F_y} \right)^{p-1} \frac{\mathbf{F}^{(1)} - \mathbf{S}}{F_y} \quad (1b)$$

$$F_y = F_0 \left\{ 1 + \gamma \left(\frac{|\mathbf{U}|}{U_0} \right)^p \right\} \quad (1c)$$

$$\frac{\mathbf{S}}{F_y} = \left(\frac{\mathbf{U}}{U_0} - \frac{\mathbf{F}^{(1)}}{F_y} \right) \left(\alpha - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \quad (1d)$$

$$U_{\max} = \max_{0 \leq s \leq t} |\mathbf{U}(s)| \quad (1e)$$

$$\mathbf{F}^{(2)} = \eta \dot{\mathbf{U}}^{(d)} = k \mathbf{U}^{(s)} \quad (1f)$$

$$\mathbf{U}^{(d)} + \mathbf{U}^{(s)} = \mathbf{U} \quad (1g)$$

表-3 解析対象橋梁における基礎-地盤の動的相互作用を表現する等価パラメータ

方向 or 回転軸	X (橋軸方向)			Z (橋軸直角方向)		
基礎上の橋脚名	PC-1	PC-2,3	PC-4	PC-1	PC-2,3	PC-4
剛性 [kN/m]	407758	489069	397008	407396	489128	396694
減衰 [kN·s/m]	23687	36799	21746	23706	36799	21776
質量 [kN·m ² /s]	43.022	107.8	38.416	42.434	107.8	37.73
回転剛性 [kN·m/rad]	1.67×10 ⁷	5.76×10 ⁷	1.35×10 ⁷	2.97×10 ⁷	5.36×10 ⁷	2.34×10 ⁷
回転減衰 [kN·m·s/rad]	303594	1117200	235141	408729	1097600	330348
回転慣性 [kN·m ² ·s ² /rad]	460.6	3871	394.94	1499.4	3371.2	1097.6

表-4 3 径間の免震橋梁を対象とした解析の桁間衝突に関する条件

ケース	解析条件	静止摩擦係数	動摩擦係数
1	衝突なし	---	---
2	摩擦がある衝突 (摩擦係数は、実験で得られた値を利用)	0.2	0.15
3	摩擦がない衝突	0	0
4	摩擦がある衝突 (摩擦係数は、ケース 2 の 2 倍)	0.4	0.3

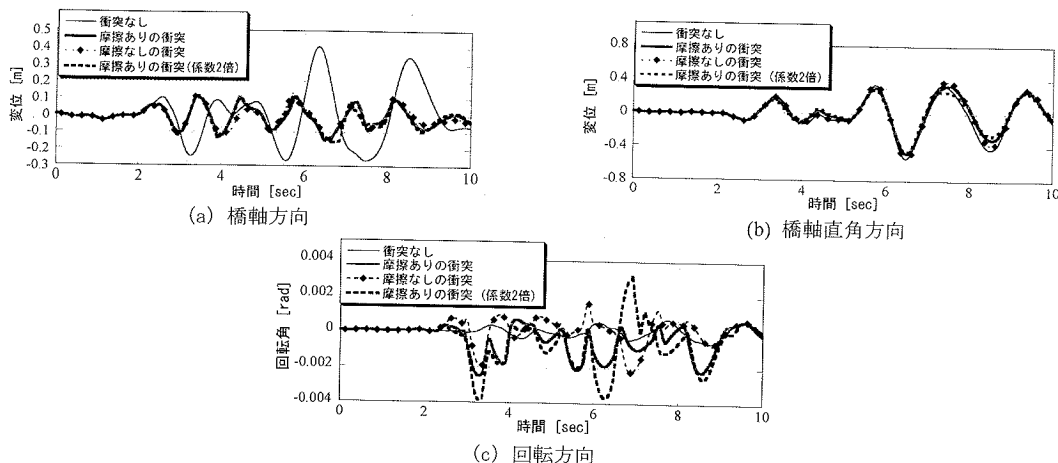


図-4 中央径間の点 A における変位応答の比較

(2) 桁間衝突を含む地震応答解析

a) 解析対象

図-3 に示す 3 径間連続鋼橋を対象としてモデル化し、地震時応答解析を行った。

橋脚のモデルでは、地震時には橋脚下部が塑性化すると考え、基礎側の橋脚の一部 (0.5~4.0m) のみにファイバーモデルを採用している。いずれの橋脚についてもファイバーの数は、断面内において 200 とした。各脚の寸法および材料定数を表-1 に示す。

支承部では、PC-1 および PC-4 上に 2 つの積層ゴム支承が、PC-2 および PC-3 上に 4 つの積層ゴム支承が設置されているものとし、上述した 2 軸モデルを用いた。支承の構造諸元およびモデルのパラメータを表-2 に示す。

基礎は、杭基礎を想定し上述した方法により等価パラメータを算出した。これらを表-3 に示す。

b) 解析条件

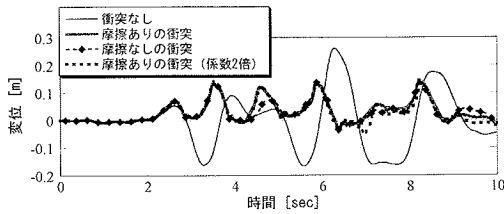
桁間の衝突の影響を評価するために、解析は衝突

がある場合とない場合に加え、接触時に作用する摩擦係数を変化させる、計 4 つのケースを行った。表-4 にこれらの条件をまとめて示す。これら 4 つの解析ケースでは、表中の条件以外はすべて同一である。摩擦力を考慮しないケース 3 では、接触による力は橋軸方向のみに作用するものとする。また、ケース 4 では摩擦係数を変化させ、衝突現象での摩擦の影響を考察する。

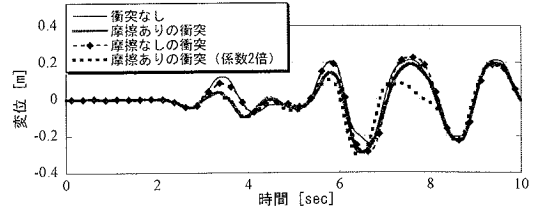
なお、対象とした橋梁は、3 径間と比較的小規模である。そのため、地震波の伝播による各橋脚間位置での波形の位相差は、考慮しないものとした。具体的な地震加速度としては、兵庫県南部地震時に JR 鷹取駅で得られた実波形を 3 方向 (NS 成分: x 方向, EW 成分: z 方向, UD 成分: y 方向) に入力した。ただし、地震波は実記録のうち最初の 10 秒間のみを用い、また計算上の時刻刻みは 0.001[sec] とした。

c) 解析結果と考察

以下では橋梁の応答を考察するために中央径間の



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-5 中央径間の N21 における橋脚天端に対する桁の相対変位応答の比較

表-5 各径間の端点における最大変位 (単位 m)

節点	衝突なし (ケース 1)		摩擦がある衝突 (ケース 2)		摩擦がない衝突 (ケース 3)		摩擦がある衝突(係数 2 倍) (ケース 4)	
	橋軸方向	橋軸直角	橋軸方向	橋軸直角	橋軸方向	橋軸直角	橋軸方向	橋軸直角
N13	0.438	0.510	0.198	0.309	0.203	0.505	0.192	0.530
N14	0.441	0.510	0.197	0.309	0.201	0.505	0.199	0.530
N21	0.439	0.545	0.129	0.521	0.139	0.534	0.145	0.545
N22	0.434	0.545	0.129	0.521	0.148	0.534	0.158	0.545
N23	0.436	0.522	0.137	0.454	0.147	0.534	0.147	0.432
N24	0.438	0.522	0.128	0.454	0.145	0.534	0.157	0.432
N31	0.456	0.511	0.213	0.397	0.223	0.525	0.225	0.358
N32	0.454	0.511	0.210	0.397	0.220	0.525	0.221	0.358

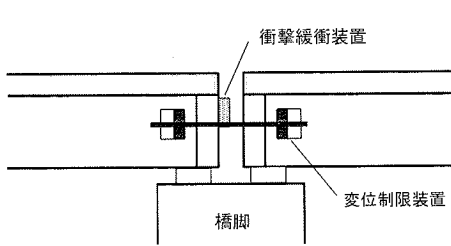


図-6 桁の連結部に挿入する桁間連結装置

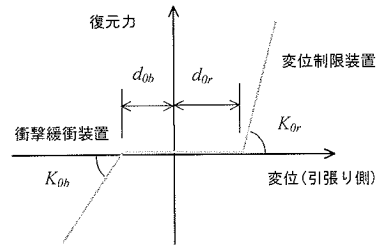


図-7 桁間連結装置の復元力モデル

点 A (図-3) の変位応答について着目する。図-4 に 4 つの解析ケースでの点 A の応答を示す。これらの図は、橋軸方向、橋軸直角方向および回転方向の応答である。図より、点 A の橋軸方向の応答は衝突により減少し、橋軸直角方向ではほとんど変化が見られない。一方、回転応答は、その値は小さいものの、衝突の影響により著しく増大していることがわかる。この回転応答の増大により、桁端部の応答に大きな変化が見られる可能性を有している。そこで、次に図-3 の節点 N21 において、橋脚天端に対する桁の相対変位応答に着目する。この変位応答を図-5 に示す。なお、対象橋梁について落橋防止のための橋軸方向の遊間は、約 80 [mm] である。図-5 において、橋軸直角方向の応答に着目すると、摩擦力が影響し、衝突を考慮しない場合との間に差がみられる。また摩擦なしの衝突を含む場合と、衝突なしの場合の応答にも僅かながら差がみられ、この差は図-4 (c) で示した回転応答が起因していると考えられる。

次いで表-5 に橋軸方向および橋軸直角方向における各径間の端点における最大変位を示す。表-5 に

おいて、ケース 2, 3, 4 の場合を比較すると、橋軸方向については摩擦係数の違いによる最大変位応答の差は 1 割以下と小さい。一方、橋軸直角方向の最大変位応答については、摩擦係数の違いにより、1~4 割程度の差がみられ、特に両端部の径間においてその差が著しい。

3. 桁間連結装置を有する橋梁の耐震性能

ここでは、変位制限装置ならびに衝撃緩衝装置を有する橋梁の耐震性能を解析的に検討する。これらの装置は、桁間での衝突の影響を低減するとともに、変位応答を積極的に制限する構造として近年用いられているものである。以下では、両者を併せたものを桁間連結装置と呼ぶ事とする。

(1) 桁間連結装置の概要

本研究では、現在広く利用されている変位制限装置とバンパーを組み合わせた桁間連結装置を対象と

表-6 桁間連結装置の評価のための解析ケース

解析ケース	装置の剛性	桁間の遊間 [mm]	隣接する橋梁までの遊間 [mm]	その他の条件
G80-1x	基準値	80	40	全ケースについて桁間連結装置を設置した場合と、しない場合の解析を実施。
G80-0.1x	基準値×0.1			
G80-10x	基準値×10			
G60	基準値	60	30	
G100	基準値	100	50	

表-7 各解析ケースにおける桁間連結装置のパラメータ

	G80			G60	G100
	×1x	×0.1x	×10x		
k_{0r} [kN/m]	6.25×10^5	6.25×10^4	6.25×10^6	6.25×10^5	6.25×10^5
d_{0r} [mm]	50	50	50	30	70
k_{0b} [kN/m]	6.25×10^3	6.25×10^2	6.25×10^4	6.25×10^3	6.25×10^3
d_{0b} [mm]	50	50	50	30	70

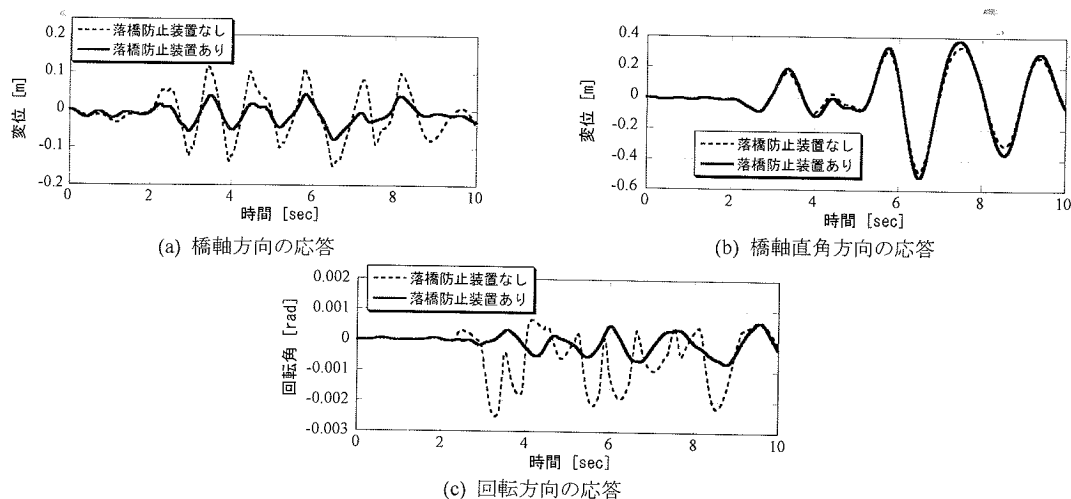


図-8 解析ケース G80-1x における中央径間の点 A での変位応答の比較

して解析を行う。この装置では、桁の衝突に伴う衝撃エネルギーを衝撃吸収装置により吸収するとともに、変位制限装置により桁の隣接する桁との相対変位が設計での遊間を超えないように制限している。図-6 にこれらの装置の概略図を示す。

(2) 装置のモデル化

変位制限装置および衝撃緩衝装置により桁間に作用する復元力は、図-7 に示すような直線型のモデルにより近似した。このモデルでは、初期のクリアランス d_{0r} を過ぎると、引張り側のみで剛性 k_{0r} の線形バネとしての復元力が作用する。一方、衝撃緩衝装置は、初期クリアランス d_{0b} を過ぎると、圧縮側のみで剛性 k_{0b} を有する線形バネとして作用する。

文献 16) によると、変位制限装置の剛性が桁の剛性と比べて極端に小さい場合には、効果を十分発揮しないことが指摘されている。ここでは、十分な機能を有する変位制限装置および衝撃緩衝装置のパ

ラメータを得るために、これらの剛性およびクリアランスをパラメトリックに変化させ、地震応答解析を行った。具体的には、標準的なパラメータを $k_{0r} = 6.25 \times 10^5$ [kN/m] (直径 60 [mm], 長さ 1 [m] の鋼の丸棒に相当), $d_{0r} = 50$ [mm] (桁間の遊間は 80 [mm]), $k_{0b} = 6.25 \times 10^3$ [kN/m], $d_{0b} = 50$ [mm] とし、これらの値を基準にしてパラメータを変動させ、解析を行った。

(3) 対象橋梁と解析条件

ここでは、図-3 に示した橋梁の各桁の端部に、変位制限装置ならびに衝撃緩衝装置を設置した橋梁を対象とした。この橋梁に、1995 年兵庫県南部地震において、JR 鷹取駅、神戸海洋気象台、東神戸大橋で観測された実地震加速度記録を入力して、桁間連結装置が設置されている場合と設置されていない場合について解析を行った。また、桁間の遊間距離や、桁間連結装置の剛性を変化させた場合の解析も併せ

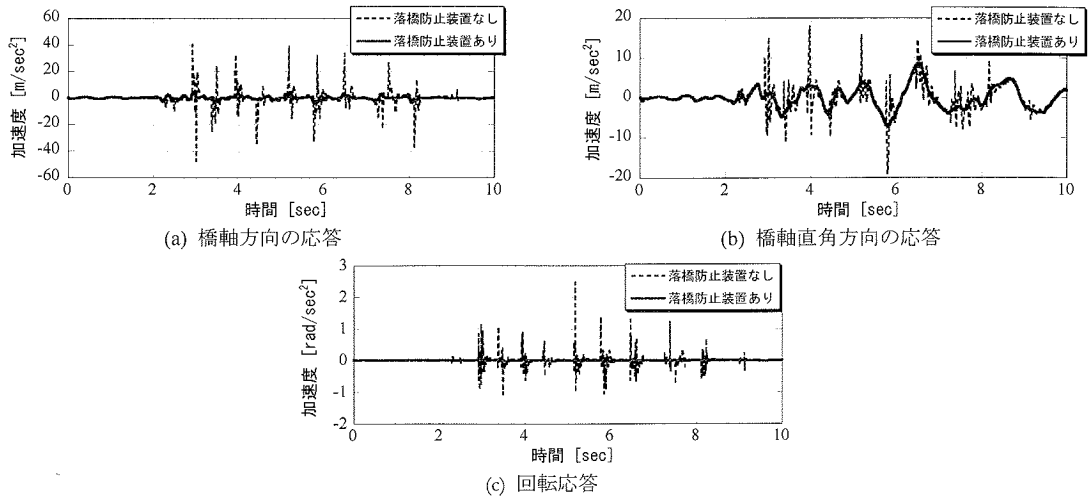


図-9 解析ケース G80-1x における中央径間の点 A での加速度応答の比較

表-8 ケース G80 における応答の最大値と低減率

		橋軸方向		橋軸直角方向		回転方向	
		変位	加速度	変位	加速度	変位	加速度
応答の単位		m	m/sec ²	m	m/sec ²	rad	rad/sec ²
点 A	桁間連結装置なし	0.149	47.5	0.479	19.0	0.00251	2.47
	G80-1x	0.0799	3.89	0.517	8.64	0.000751	0.0385
	低減率	46.4%	91.8%	-7.9%	54.5%	70.1%	98.4%
	G80-0.1x	0.143	25.2	0.522	14.8	0.00259	0.788
	低減率	4.0%	46.9%	-9.0%	22.1%	-3.1%	68.1%
	G80-10x	0.0742	4.10	0.533	9.00	0.00102	0.0412
低減率	50.2%	91.4%	-11.2%	52.6%	59.4%	98.3%	
点 B	桁間連結装置なし	0.219	69.9	0.364	23.3	0.00265	1.9
	G80-1x	0.0737	17.1	0.409	9.34	0.00142	0.516
	低減率	66.3%	75.5%	-12.4%	59.9%	46.4%	72.8%
	G80-0.1x	0.128	39.3	0.402	12.7	0.00248	1.17
	低減率	41.6%	43.8%	-10.4%	45.5%	6.4%	38.4%
	G80-10x	0.0766	3.74	0.472	7.81	0.00144	0.0543
低減率	65.0%	94.6%	-29.7%	66.5%	45.7%	97.1%	
平均低減率		45.6%	74.0%	-13.4%	50.2%	37.5%	78.9%

て行っている。これらの解析条件を表-6 に、各解析において用いた変位制限装置および衝撃緩衝装置のパラメータをそれぞれ表-7 に示す。

(4) 解析結果と考察

桁間連結装置の性能を評価するために、ここでは図-3 に示す中央径間の点 (点 A) および側径間の点 (点 B) の応答に着目する。JR 鷹取駅の地震記録を 3 方向に入力した場合の、点 A の変位応答および加速度応答をそれぞれ図-8、図-9 に示す。また、桁間連結装置の有無によるこれらの応答の最大値を表-8、表-9 および表-10 に示す。

表中において変位応答に着目すると、桁間連結装置を設置することにより、桁間の衝突による影響は、橋軸方向および回転方向について大きく低減されていることがわかる。具体的な低減率は、平均して

50%程度である。また解析結果より、橋軸直角方向の変位応答では、桁間連結装置を設置することにより僅かながら応答が増加するという負の効果も見られるものの、基本的にほとんど影響を受けていない。

次いで加速度応答に着目すると、橋軸方向および回転方向において低減率は 40~90%程度であり、桁間連結装置が慣性力の低減に有効に作用していることがわかる。また、橋軸直角方向においては、変位の場合と異なり、加速度応答が 50% 前後減少していることがわかる。

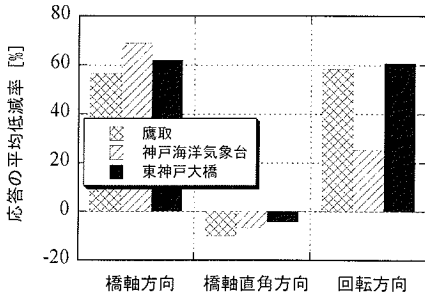
表-8 の解析ケース G80-1x の結果をみると、変位低減装置ならびに衝撃緩衝装置の剛性が小さい場合には、桁間連結装置も十分効果を発揮していない。一方、表-8 における解析ケース：G80-10x の結果をみると、剛性を 10 倍に設定した場合でも、装置による応答の低減率、特に変位応答の低減率に大きな変

表-9 ケース G60 における応答の最大値と低減率

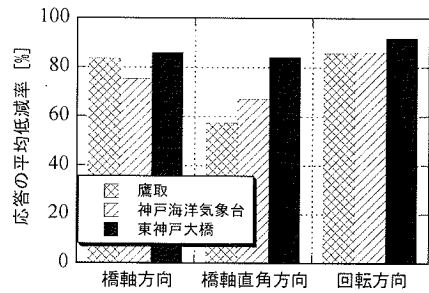
		橋軸方向		橋軸直角方向		回転方向	
		変位	加速度	変位	加速度	変位	加速度
応答の単位		m	m/sec ²	m	m/sec ²	rad	rad/sec ²
点 A	桁間連結装置なし	0.203	31.3	0.508	15.4	0.00190	1.50
	桁間連結装置あり	0.0876	5.02	0.521	9.50	0.000809	0.0395
	低減率	56.8%	84.0%	-2.6%	38.3%	57.4%	97.4%
点 B	桁間連結装置なし	0.224	30.7	0.422	13.1	0.00263	1.09
	桁間連結装置あり	0.0779	16.6	0.418	7.01	0.00124	0.574
	低減率	65.2%	45.9%	1.0%	46.5%	5.3%	47.3%
平均低減率		61.0%	65.0%	-0.8%	42.4%	31.4%	72.4%

表-10 ケース G100 における応答の最大値と低減率

		橋軸方向		橋軸直角方向		回転方向	
		変位	加速度	変位	加速度	変位	加速度
応答の単位		m	m/sec ²	m	m/sec ²	rad	rad/sec ²
点 A	桁間連結装置なし	0.224	40.5	0.538	13.6	0.00219	1.72
	桁間連結装置あり	0.0780	4.41	0.521	8.45	0.000853	0.0367
	低減率	65.2%	89.1%	3.2%	37.9%	61.1%	97.9%
点 B	桁間連結装置なし	0.302	31.9	0.414	11.8	0.00258	1.58
	桁間連結装置あり	0.0760	18.2	0.415	10.1	0.00154	0.545
	低減率	74.8%	42.9%	-0.2%	14.4%	40.3%	65.5%
平均低減率		70.0%	66.0%	1.5%	26.2%	50.7%	81.7%



(a) 変位応答



(b) 加速度応答

図-10 異なる地震加速度下での解析ケース G80-1x における応答の低減率

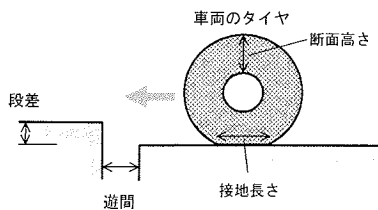


図-11 桁間に生じる遊間と段差

化がみられないことがわかる。

以上の桁間連結装置の有無および剛性の差異に関する結果は、文献 16) で得られている結果と一致している。

次に、表-9、表-10 に示した解析ケース G60 および G100 に着目すると、G80 での結果と比較して低

減率はそれぞれ異なるものの、どちらも解析ケースも G80 の場合と同様に装置が応答の低減に有効に作用していることがわかる。

最後に前述した 3 つの地震動を解析ケース G80-1x に入力した場合の応答低減率を図-10 に示す。図より、他の 2 つの地震動を用いた場合も、鷹取での記録を用いた場合と同様な傾向を示しており、桁間連結装置を設置することで全体的に応答が低減されていることがわかる。

4. 車両通行可能性の規定

(1) 車両の通行可能速度

ここではタイヤの構造寸法と桁間の段差および遊間の関係から、車両の走行性能に関する理論を構築

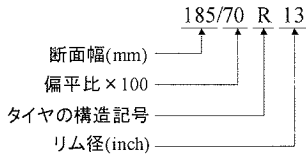


図-12 ラジアルタイヤの構造寸法に関する表記

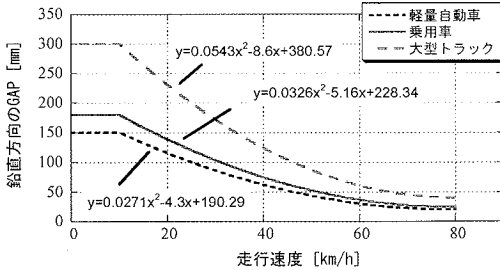


図-13 段差に対する車両の通行可能速度

する。この理論では、タイヤの寸法を用いて、車種、走行速度ごとに走行性に影響を与える要素についての許容値を決定する。ただし段差、遊間に関しては図-11のように段差と遊間のみを想定し、伸縮継手の形状等は考慮していない。車種に関しては、軽自動車、乗用車（総排気量 1300～3000cc 程度）、大型トラック（最大積載量 6ton 以上）に分類する。

a) 段差に関する車両の通行性

段差に対する車の構造的要素として、タイヤの断面高さに着目し、車種、速度ごとに段差に関する許容値を決定する。現在使用されているタイヤの大部分を占めるラジアルタイヤの構造寸法は、通常、図-12のように表される¹⁷⁾。このうち、タイヤの偏平比は、断面高さを断面幅で除した値として定義されている。この関係を利用して、文献 18) の資料を調べた結果、タイヤの断面高さは、おおよそ軽自動車：100 [mm]、乗用車：120 [mm]、大型トラック：200 [mm]であった。

一方、道路維持修繕要綱¹⁹⁾によれば、段差に関して道路の種類ごとに維持修繕の目標値の目安として、自動車専用道路：20 [mm]、交通量の多い一般道路：30 [mm]、交通量の少ない一般道路：30 [mm]、を挙げている。これらの値は、主に舗装の寿命と供用性を考えて決められており、一番厳しい条件となる軽自動車が、自動車専用道路において 80 [km/h]の、一般道路の値において 60 [km/h]の速度で走行することを想定しているものと考えられる。したがって、これらの値を、軽自動車に関する段差の被害なしの状態（伸縮継手の損傷度判定 C に相当）の制限値として用いることとする。また 10 [km/h]程度の低速での段差に関する制限値として、歩道の縁石の高さ（150 [mm]）を採用する。さらにこれらの値と軽自動車のタイヤの断面高さとの比を、それぞれの速度につい

表-11 車両の走行速度による段差の許容高さ [mm]

走行速度	軽自動車	乗用車	大型トラック
10 [km/h]	150	180	300
60 [km/h]	30	36	60
80 [km/h]	20	24	40

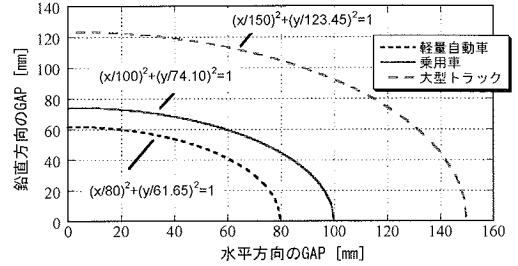


図-14 40 [km/h]で走行する車両の段差および遊間に対する通行性

てとると以下のようなになる。

$$k_{10} = 3/2, \quad k_{60} = 3/10, \quad k_{80} = 1/5 \quad (2)$$

これらの値を乗用車、大型トラックのタイヤの断面高さにも適用すると、各車種の制限速度に対する段差の値が表-11のように定まる。これらの値を制限速度に対してプロットしたものが図-13である。ただし、図-13では速度 10～80 [km/h]の範囲を 2 次曲線で近似し、0～10 [km/h]の範囲は一定値としている。

b) 遊間に関する車両の通行性

遊間に関する車の構造的要素として、タイヤの接地長さに着目し、車種、速度ごとに遊間に関する許容値を決定する。車種ごとの停止時におけるタイヤの接地長さはおおよそ軽自動車：80 [mm]、乗用車：100 [mm]、大型トラック：150 [mm]である。これらの値を路面の遊間に関する被害なしの状態の制限値として用いることにする。なお、速度が上がれば制限値は大きくなると考えられるが、制限速度より遅い速度で走行する車の存在を考慮し、制限値は速度によって変化しないとして停止時の値を用いる。

c) 車両の通行可能範囲の規定

段差および遊間がともに、上に示した制限値に達していなくても、その組合せによって速度が制限されると考えられる。本研究では、上述した段差のみ、あるいは遊間のみが存在する場合の間を滑らかに連結するため、楕円を用いて内挿して規定を定める。

遊間の値を x 、段差の値を y とし、 α を車種から決まる遊間の制限値、 β を車種と速度から決まる段差の制限値として、

$$\left(\frac{x}{\alpha}\right)^2 + \left(\frac{y}{\beta}\right)^2 \leq 1 \quad (3)$$

で定まる領域を、対象となる車種および速度の走行可能範囲と考える。上式を用いると路面の損傷（段

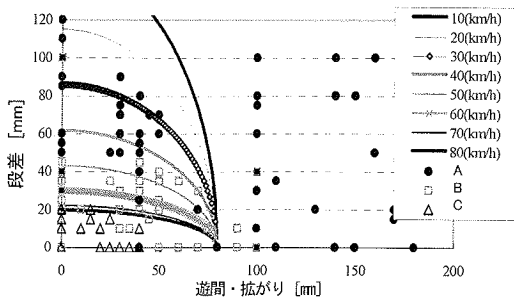


図-15 乗用車の通行可能速度と伸縮継手部の損傷度の関係

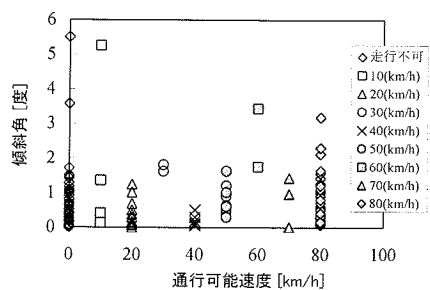


図-16 車両の通行可能速度と橋脚の傾斜角の関係

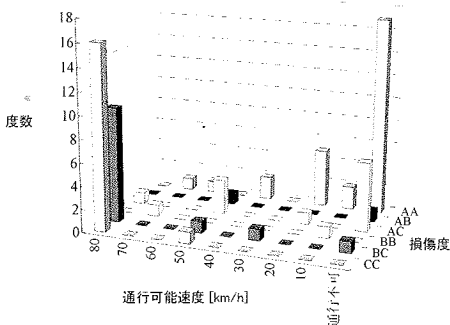


図-17 車両の通行可能速度と支承の損傷度の関係

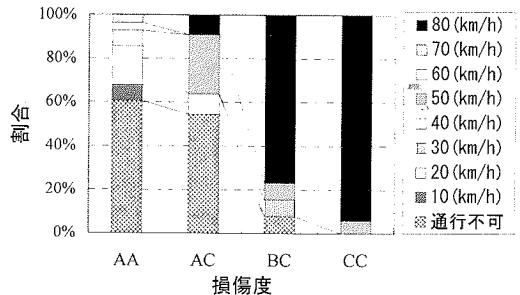


図-18 支承の損傷度ごとの各通行可能速度の割合

差、遊間)のレベルを制限速度、すなわち通行可能速度で表現することができる。一例として、図-14に速度40 [km/h]における軽自動車、乗用車および大型トラックについての通行規定範囲を示す。

d) 車両の通行可能速度の評価

兵庫県南部地震における阪神高速道路3号神戸線・西宮～摩耶間の道路橋での、伸縮継手部の損傷度^{20), 21)}と、上述した車両の通行性の規定とを比較し、規定の妥当性について検討する。ただし、被害データは桁間の伸縮量でまとめているのに対し、ここで提案した規定は遊間を用いている。本来なら両者を単純に比較できないが、

- ・ 被災データから地震後の遊間の値を正確に知ることができないこと、
- ・ 伸縮継手の形状が走行性に与える影響を把握することが困難であること、

から両者を同等な量として扱うこととした。

図-15に伸縮継手部の損傷度と、車両の通行可能速度の関係を示す。図をみると、伸縮継手部の損傷度と車両の通行可能速度との間には、有意な相関があることがわかる。具体的には、損傷度Aが通行可能速度40 [km/h]、Bが80 [km/h]、Cが80 [km/h]以上におおむね相当することがわかる。

(2) 通行可速度を用いた橋梁の損傷度の分析

a) 橋脚の損傷度との関係

ここでは上述した車両の通行性の規定を用いて、車両の通行速度と、兵庫県南部地震での橋脚の損傷度^{18), 19)}との関係について分析する。ただし、橋脚の被害レベルを表す指標として、橋脚の残留傾斜を用いる。図-16に両者の関係を示す。図-16をみると、データがばらついており、通行可能速度と橋脚の損傷度では相関が低いことが分かる。また、道路橋示方書²²⁾で定められている橋脚の許容残留変位は橋脚高さの1/100、すなわち残留傾斜として約0.6度である。しかし、図をみるとこれ以上傾斜が生じても車両が通行できる場合が多いことが分かる。このことから、道路橋示方書に定められている橋脚の許容残留変位は、走行性の観点から判断すると厳しいものであると言える。

b) 支承の損傷度との関係

同様にして、車両の通行速度と兵庫県南部地震での支承の損傷度^{20), 21)}との関係について分析する。支承の被害を表す指標として、損傷度を用いた分析結果を図-17および図-18に示す。ただし、図において、A：大被害、B：中被害、C：小被害 or 被害なし、であり、支承の損傷度は、同一橋脚上にある2つの支承線での判定を組合せ、AA, AB, AC, BB, BC,

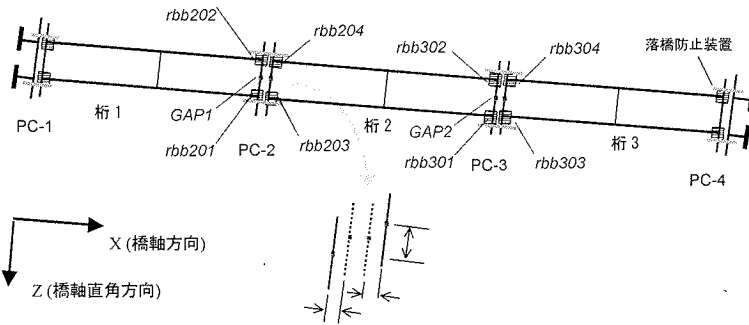
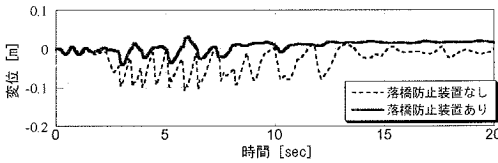
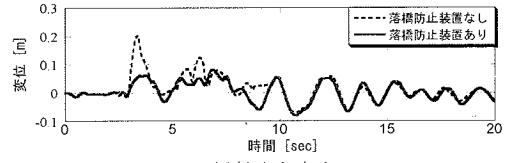


図-19 橋梁に生じる桁間のギャップと積層ゴム支承の位置

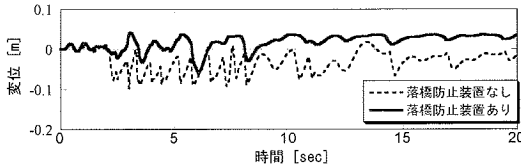


(a) 橋軸方向

図-20 解析ケース G80-1x における桁間の相対変位応答の比較 (GAP1)

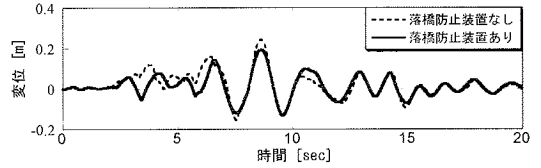


(b) 橋軸直角方向



(a) 橋軸方向

図-21 解析ケース G80-1x における桁間の相対変位応答の比較 (GAP2)



(b) 橋軸直角方向

CCのように分類している。

図-17 をみると、通行可能速度と支承の損傷との間に強い相関を読み取ることができる。次いで図-18 をみると、損傷度が AA の場合には 6 割以上が通行不可となっている。一方、損傷度が CC の場合には速度 80 [km/h]でも、9 割以上で通行可能となっていることがわかる。また、同一橋脚上にある支承線のうちどちらかでも判定が A である場合には、車両の通行可能性に大きな影響を及ぼすことがわかる。

5. 地震応答解析による車両通行性の評価

(1) 評価指標

地震後の道路橋の車両走行性を評価するためには、桁間の残留変位を算出する必要がある。しかし、残留変位の精緻な予測は、困難であると言われている。文献 23)では、残留変位量は利用した復元力モデルや、構造部材の配置に顕著に依存し、結果にばらつきが大きいことが指摘されている。また、大地震時においては、一部の構造部材が大変形して破壊に至り残留変位が生じることが考えられ、この場合には応答の最大値が重要な量となる。このことから本研

究では、車両の通行性を判定する指標として地震応答解析で得られた桁間の幅員方向中央部に生じるギャップの最大値を用いることとする。

(2) 解析条件

道路橋における車両の通行性を評価するために、本文 2 節で用いた橋梁モデルに、JR 鷹取駅で観測された地震加速度を入力して、解析を行った。本解析では、桁間連結装置がある場合とない場合のどちらも行っている。

なお、解析では桁間にギャップが生じるが、ここでは桁端の中心位置での相対変位を指すものとし、図-19 に示すように各桁間でのギャップを GAP1 および GAP2 と呼ぶことにする。また、PC-2、PC-3 上の積層ゴム支承は、以後簡単のため図-19 に示すように rbb20x、rbb30x などと呼ぶことにする。

(3) 解析結果と考察

a) 車両通行性

本文 3 節で述べた解析ケース G80-1x における GAP1 および GAP2 の時刻歴変位応答をそれぞれ図-20、図-21 に示す。また、すべての解析ケースにおける GAP1 および GAP2 の最大値を表-12 に示す。

表-12 各解析ケースにおける GAP1 および GAP2 の最大値 [m]

	桁間連結装置なし			桁間連結装置あり				
	G80	G60	G100	G80			G60	G100
				×1x	×0.1x	×10x		
GAP1, 水平	0.0114	0.0127	0.0242	0.0309	0.0587	0.0062	0.0279	0.0269
GAP2, 水平	0.0172	0.0476	0.0811	0.0412	0.0721	0.0144	0.0379	0.0366
GAP1, 鉛直	0.202	0.234	0.254	0.0817	0.111	0.0732	0.0988	0.0997
GAP2, 鉛直	0.241	0.151	0.160	0.191	0.250	0.151	0.186	0.170

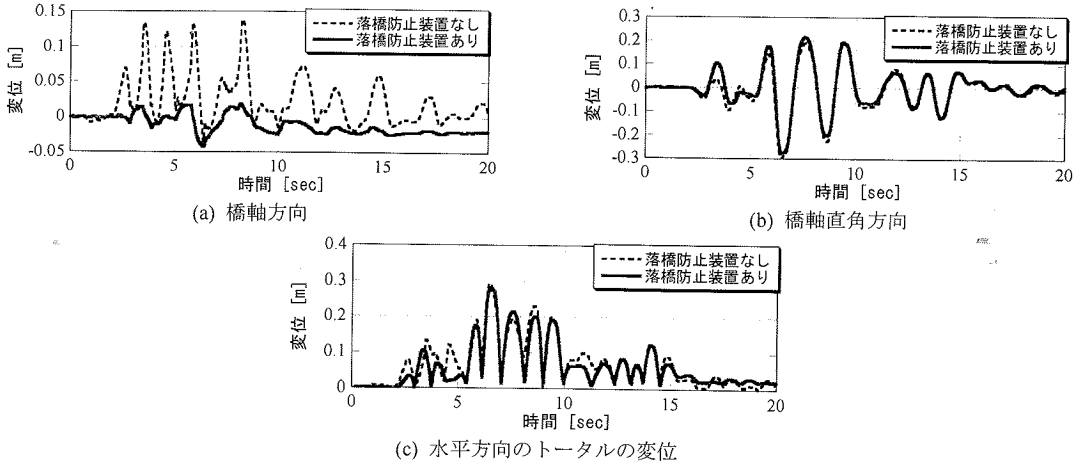


図-22 解析ケース G80-1x における積層ゴム支承の相対変位

表-13 各解析ケースにおいて PC-2 上の積層ゴム支承に生じた変位の最大値 [m]

		桁間連結装置なし			桁間連結装置あり				
		G80	G60	G100	G80			G60	G100
					×1x	×0.1x	×10x		
rb201	橋軸方向	0.138	0.194	0.191	0.0427	0.0542	0.0509	0.0524	0.0322
	橋軸直角方向	0.293	0.255	0.252	0.279	0.278	0.283	0.273	0.280
	total	0.293	0.305	0.312	0.281	0.279	0.284	0.275	0.282
	せん断ひずみ [%]	288	299	306	276	273	278	270	276
rb202	橋軸方向	0.139	0.224	0.219	0.0409	0.0599	0.0483	0.0523	0.0301
	trans.	0.293	0.255	0.252	0.278	0.278	0.282	0.272	0.280
	total	0.293	0.311	0.320	0.281	0.278	0.283	0.274	0.281
	せん断ひずみ [%]	287	305	313	275	273	278	269	276
rb203	橋軸方向	0.0973	0.127	0.158	0.0449	0.0877	0.0426	0.0567	0.0441
	橋軸直角方向	0.310	0.300	0.320	0.326	0.331	0.318	0.326	0.323
	total	0.323	0.316	0.329	0.329	0.342	0.318	0.331	0.325
	せん断ひずみ [%]	317	310	322	322	336	312	324	319
rb204	橋軸方向	0.0973	0.122	0.157	0.0456	0.0877	0.0468	0.0573	0.0430
	橋軸直角方向	0.309	0.299	0.320	0.326	0.331	0.317	0.326	0.323
	total	0.323	0.314	0.327	0.329	0.342	0.318	0.330	0.325
	せん断ひずみ [%]	317	308	321	322	335	312	324	318

ただし、図-20、図-21 における桁間の相対変位 (GAP) では、桁間の距離が広がる方向を正方向と定めている。また、負方向の GAP は車両通行性に影響しないと考え、表-9 の橋軸方向における GAP では正方向の最大値を示している。

図-20、図-21 をみると、変位制限装置により橋軸方向における桁の相対変位が制限されていることが

わかる。また、変位制限装置は、橋軸直角方向の相対変位応答にも影響し、GAP 量を低減していることがわかる。なお、いくつかの解析ケースでは、逆に装置がない場合よりも相対変位が大きくなっている場合が見られた。この現象は、装置を設けない場合に桁間衝突により逆向きの大きな速度が発生することで、地震による慣性力を相殺することがあるため

表-14 各解析ケースにおける積層ゴム支承の状態 [m]

	桁間連結装置なし			桁間連結装置あり				
	G80	G60	G100	G80			G60	G100
				×1x	×0.1x	×10x		
rbb201	○	○	×	○	○	○	○	○
rbb202	○	×	×	○	○	○	○	○
rbb203	×	×	×	×	×	×	×	×
rbb204	×	×	×	×	×	×	×	×
rbb301	×	×	×	×	×	×	×	×
rbb302	×	×	×	×	×	×	×	×
rbb303	○	○	×	○	○	○	○	○
rbb304	○	○	×	○	○	○	○	○
判定	○ - 機能を保持, × - 破壊							

だと考えられる。

表-12 より、いずれの解析ケースにおいても、橋軸方向におけるギャップの最大値は、最も大きいケースで 80mm 程度、平均的には 40mm 程度である。したがって図-14 から判断すると、鉛直方向のギャップを考慮しない場合には、交通を妨害するに至っていない。一方、鉛直方向ではギャップが 70～250mm の範囲にあり、水平方向と比較すると非常に大きな値を示している。従って、車両の通行性の観点からは、鉛直方向のギャップが支配的であるといえる。鉛直方向のギャップのみを考慮して、図-14 を参照すると、鉛直方向のギャップが最小となる解析ケース：G80×10x（桁間連結装置あり）の場合でも、小型自動車および乗用車は、緊急時に通行することができない。

b) 積層ゴム支承の変形

支承部が破壊に至ると桁の鉛直方向変位が著しく増大し落橋の原因となることから、我が国の設計では支承の最大許容せん断ひずみを 250 %以内に規定している²²⁾。そこで以下では、支承が破壊に至るせん断ひずみを 300 %であると仮定する²⁴⁾。一例として、rbb201 に生じた変位の時刻歴応答を図-22 に示す。また、各解析ケースにおいて rbb201 の相対変位の最大値を表-13 に、支承に生じたせん断ひずみから判定した支承の破壊の判定を表-14 に示す。ただし「せん断ひずみ」とは、支承の水平変位量をゴム総厚で除した値である。なお、ここでは支承が破壊に至ったと判定された場合でも、破壊前と同様の復元力モデルを用いて解析を行っている。このことから本解析では、支承が破壊に至ることにより他の箇所に損傷が分散される効果は含まれていない。

表-13、表-14 および図-22 より、支承が破壊に至る大変形を受ける場合には、橋軸直角方向の相対変位の寄与が大きいことがわかる。また、表-13 よりいずれの解析ケースでも支承は中央径間上で破壊に至ることにより、鉛直方向の桁間のギャップが大きくなっているものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、橋梁の精緻な 3 次元モデルを構築し、桁間連結装置の耐震性能ならびに震災後の車両通行性を定量的に評価することを目的とした。得られた主たる知見は、以下のとおりである。

- 1) 著者らが提案した 3 次元衝突モデルを有限要素解析に導入し、桁間衝突を含む橋梁の精緻な 3 次元動的解析モデルを構築した。
- 2) 構築したモデルにより 3 径間の橋梁を対象とした 3 次元地震応答解析を行った。その結果、衝突により桁の回転応答が著しく増大すること、衝突モデルに含まれる摩擦係数の値は橋軸方向および橋軸直角方向の応答に対しほとんど影響を与えないことがわかった。
- 3) 構築したモデルにより桁間連結装置の性能評価を行った。その結果、桁間連結装置を用いることにより、桁が衝突により生じる橋軸方向ならびに回転方向の応答を効率的に低減することがわかった。また、桁間連結装置が十分な機能を発揮するためには、装置の剛性がある一定値以上必要であることが確認された。
- 4) 桁間の遊間および段差に対する通行可能速度を用いて、震災後の車両通行可能性に関する規定を提案した。さらに各通行可能速度に対応する橋脚、支承の損傷レベルを分析した。その結果、各通行可能速度と橋脚の損傷レベルを対応させることは困難であったが、道路橋示方書で定められている橋脚の許容残留変位は、走行性の確保という観点からは厳しいものであることがわかった。また、各通行可能速度と支承の損傷度の対応に関する基準を定めた。加えて、同一橋脚上にある 2 つの支承線のうちどちらかの判定が A である場合には、走行性に大きな影響を及ぼすことがわかった。

5) 3 次元地震応答解析により得られた桁間のギャップおよび支承部の変位量から、地震後における車両の通行可能性について検討した。その結果、支承は、主に橋軸直角方向に大変形し破壊に至ることがわかった。また、このことから桁間に鉛直方向のギャップが発生し、水平方向のギャップと併せて考慮すると車両の通行を妨げることがわかった。

謝辞：本研究を実施するにあたって、阪神高速道路公団の方々、横河ブリッジ研究所の岩崎雅紀氏、谷中聡久氏、川口金属工業の宮原幸春氏には、多大なご協力を賜った。また、車両通行性の規定の構築では、財団法人自動車研究所の山崎俊一氏ならびに元東京大学学部の新堀大介氏に協力して頂いた。なお、本研究は一部、科学研究費重点領域研究（代表土岐憲三）、財団法人鹿島学術振興財団の研究助成によるものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，建設省，1995.
- 2) Tseng, W.S. and Penzien, J.: Seismic analysis of long multiple-span highway bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.4, pp.3-24, 1975.
- 3) Kawashima, K. and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of A Curved Model Bridge Structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.7, pp.129-145, 1979.
- 4) 志村敦，袴田文雄，森川陽介，今西修久：桁遊間の衝突を考慮した高架橋の地震時挙動解析，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.439-442, 1998.
- 5) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A, pp.781-791, 1997.
- 6) 川島一彦，庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-46, pp.129-142, 1999.
- 7) 川島一彦，植原建治，庄司学，星恵美子：桁衝突および桁間連結装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集，No.612/I-46, pp.221-236, 2002.
- 8) 梶田幸秀，杉浦邦征，渡邊英一：緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の地震時応答性状，土木学会論文集，No.710/I-60, pp.297-310, 2002.
- 9) 村田清満，高山智宏，後藤貴士，山田正人，生駒信康，浮島徹：エネルギー吸収性能を有する落橋防止装置による耐震補強効果，土木学会論文集，No.689/I-57, pp.274-288, 2001.
- 10) 森山卓郎，依田照彦：桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討，土木学会論文集，No.654/I-52, pp.223-232, 2000.
- 11) Zhu, P., Abe, M. and Fujino, Y.: Modelling Three-dimensional non-linear seismic performance of elevated bridges with emphasis on pounding of girders, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, Issue.11, pp.1891-1913, 2002.
- 12) 吉田純司，武貞聡，阿部雅人，藤野陽三：水平2方向加振に対応した積層ゴム支承の復元力特性のモデル化，第25回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，pp.741-744, 1999.
- 13) 阿部雅人，吉田純司，藤野陽三：免震用積層ゴム支承の水平2方向を含む復元力特性とそのモデル化，土木学会論文集，No.696/I-58, pp.125-144, 2002.
- 14) Li, K.N. and Kubo, T.: Reviewing the multi-spring model and fiber model, *Proceedings of the 10th Japan Symposium on Earthquake Engineering*, pp.2369-2374, 1998.
- 15) Konagai, K.: Shaking table test allowing interpretation of damage to structure in terms of energy influx and efflux through soil-structure interface, *Report of Research Project 1999 Grant-in-aid for Scientific Research (B)*, No. 10450174, The Ministry of Education, Science, Sports and Culture, Japan, 1999.
- 16) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, A Wiley-Interscience Publication, New York, 1996.
- 17) 日本規格協会：JIS ハンドブック，自動車，1997.
- 18) 自動車工業振興会：自動車ガイドブック・1999～2000，第46巻，1999.
- 19) 日本道路協会：道路維持修繕要綱，丸善，1978.
- 20) 新堀大祐：通行可能性を考慮した道路橋の耐震性能，東京大学，卒業論文，工学部土木工学科，2000.
- 21) 阿部哲子，藤野陽三，阿部雅人：1995年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害と2,3の分析，土木学会論文集，No.612/I-46, pp.181-199, 1999.
- 22) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，丸善，1996.
- 23) Macrae, G.A. and Kawashima, K.: Post-Earthquake residual Displacements of Bilinear Oscillators, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, pp.701-716, 1997.
- 24) 鶴野禎史，森重行雄，今井隆，竹之内勇：天然ゴム系支承のせん断変形性能，第2回免震・制振コロキウム講演論文集，pp.143-148, 2000.

(2003. 4. 23 受付)

EVALUATIONS OF POUNDING COUNTERMEASURES AND SERVICEABILITY FOR ELEVATED BRIDGES WITH 3D MODELING

Masato ABE, Yozo FUJINO, Junji YOSHIDA and Ping ZHU

A report of 1995 Kobe earthquake showed that impact damage at ends of girders and fails of supports can impede traffics of rescue works. To precisely analyze the behaviors of bridges with poundings and evaluate the effectiveness of pounding mitigation measures, a 3D model for whole bridge structures including pounding and pounding mitigation devices is constructed. A three-span steel elevated bridge has been chosen for a case study. In addition, the peak gap size between girders and maximum relative displacements of supporters are employed for serviceability evaluation.