

衝突速度スペクトルによる桁間衝突の評価と 衝突ばねのモデル化が及ぼす影響

武野 志之歩¹・伊津野 和行²

¹正会員 工修 株式会社建設技術研究所 東京支社技術第二部（〒336-0011 埼玉県浦和市高砂2-2-3）
²正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科（〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1）

1. はじめに

現行の示方書¹⁾では、ゴム支承や免震支承を用いる際、桁間衝突や桁～橋台・橋脚間の衝突を回避するため、十分な遊間の確保が必要とされている。しかし、これら長周期化した構造系では、大地震時の応答変位に対応できる遊間を確保することは不可能である。したがって、大地震時には桁間衝突が発生することを前提とし、構造系に及ぼす影響を検討しておくことが必要となる。

構造系間に生じる相対変位量に関しては、相対変位応答スペクトル²⁾による検討が行われている。構造系間の相対変位を定量的に評価することで、構造系の固有周期差から相対変位量を把握し、桁間衝突の有無を予測することも可能である。しかし、構造系が受ける衝突効果を把握するには、異なるパラメータの利用が考えられる。

構造物にごく短時間に作用する衝撃力の大きさは、衝突時の力積で評価することが可能である。力積は衝突時における相対速度、すなわち衝突速度の関数となる³⁾。また、構造物の応答速度と損傷に関しては、最大速度を用いた検討⁴⁾や、速度応答スペクトルから定義されるスペクトル強度 $SI^{5),6)}$ など、研究例も多い。本研究では、桁間衝突発生時の衝突速度を定義し、構造系の固有周期差比をもとに衝突速度スペクトルを作成した。以下、その基本的特性や問題点について検討する。

2. 衝突速度スペクトルの作成

(1) 数値シミュレーション解析の方法

桁間衝突現象を簡易に再現するため、図-1に示すモデルを適用した。各々の構造系は、上部構造質量(m_1, m_2)と橋脚剛性(k_1, k_2)を考慮した1自由度系モデルとしてそれぞれモデル化し、model-1、model-2と表記する。表-1に解析モデルの構造諸元を示す。ここでは、model-1としてG1～G4、model-2としてB1～B3のケースを設定した。表-2に各モデルの固有周期差比を示す。構造系

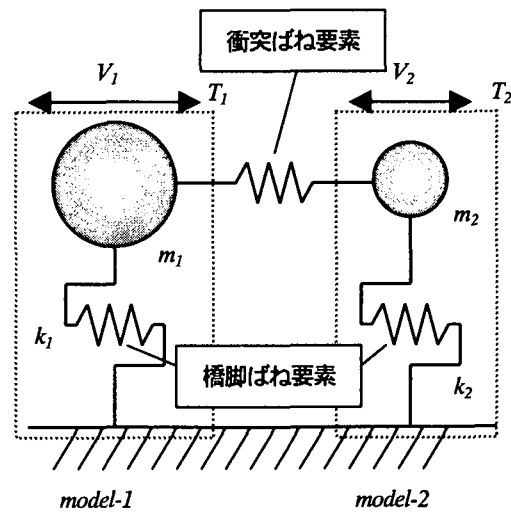


図-1 解析モデル

表-1 解析モデル構造諸元

		質量	橋脚ばね剛性	固有周期
		M(t)	K(MN/m)	T(sec)
model-1	G1	2,100	813	1.0
	G2	4,800	826	1.5
	G3	8,600	833	2.0
	G4	13,600	842	2.5
model-2	B1	500	775	0.5
	B2	1,000	790	0.7
	B3	1,700	813	0.9

表-2 各モデルの固有周期差比

固有周期差比	B1	B2	B3
G1	0.50	0.30	0.10
G2	0.67	0.53	0.40
G3	0.75	0.65	0.55
G4	0.80	0.72	0.64

の減衰定数に関しては、固有周期への依存性が指摘されている。ここでは、文献3)の解析結果と比較するため、各構造系の減衰定数はそれぞれ $h=0.02$ 、 $h=0.05$ と仮定しモデル化した。なお、本論における固有周期差比 $\Delta T/T$

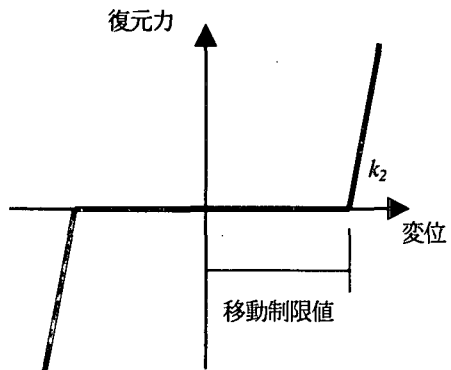


図-2 連結部移動制限の変位復元力特性

表-3 入力地震波一覧

	タイプ I		タイプ II	
	地震波	最大値	地震波	最大値
Ⅰ種地盤波形	111	319 gal 36 kine	211	812 gal 67 kine
	112	320 gal 37 kine	212	766 gal 69 kine
	113	323 gal 31 kine	213	780 gal 61 kine
Ⅱ種地盤波形	121	363 gal 37 kine	221	687 gal 69 kine
	122	385 gal 45 kine	222	673 gal 68 kine
	123	365 gal 43 kine	223	736 gal 64 kine
Ⅲ種地盤波形	131	433 gal 52 kine	231	591 gal 83 kine
	132	424 gal 37 kine	232	557 gal 68 kine
	133	439 gal 46 kine	233	619 gal 68 kine

は, model-1・model-2 の固有周期を T_1 ・ T_2 とし, 以下の式より求めた.

$$\frac{\Delta T}{T} = \frac{T_1 - T_2}{T_1} \quad \dots (1)$$

本研究では, 解析モデル中の連結部に衝突ばね要素を設け, その速度レベルでの挙動を調べることで衝突現象の検討を行った. ここでの連結部とは, 可動支承の移動制限装置, 桁遊間, 耐震連結装置等を含んだものであり, これら一連の機構で発生する衝突現象をすべて, 桁間に設定した衝突ばね要素で代表させている. 図-2 に衝突ばね要素の履歴復元力特性を示す. 衝突ばね要素には, 剛性が急変するマルチリニア型の非線形弾性を仮定し, 簡単のため構造系間の連結部が拡張する方向と縮小する方向に, 同じ移動制限量 ($\pm \delta_0$) を仮定した. 数値解析では, 衝突ばねの急激な剛性変化により, 解析が収束に至らないケースが生じる. 本研究では, 解析に用いたソフトウェア 7) において収束に至る値を検討し, 二次剛性

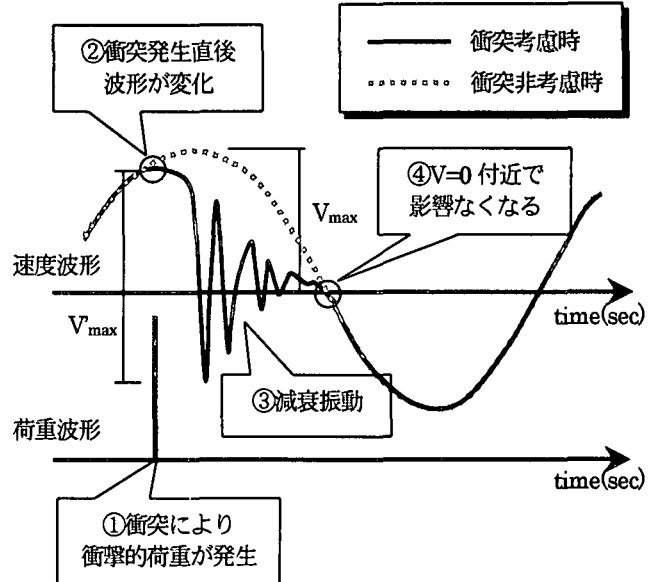


図-3 衝突による速度応答波形の変遷 (概略図)

$k_2=100\text{GN/m}$ と設定した.

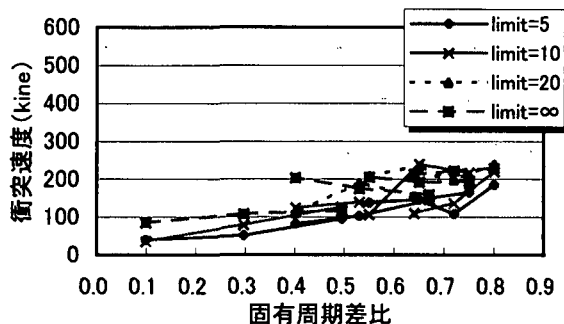
衝突現象を扱う際, 移動制限量の大小が衝突力に及ぼす影響は大きい⁸⁾. ここでは, 移動制限量として 5cm から 20cm を設定し解析を行うことにより, 構造系間の衝突現象を再現した. これは, 鋼桁の温度変化による伸縮を考えた場合, $-10^{\circ}\text{C} \sim +40^{\circ}\text{C}$ の温度範囲で, 桁長として 80m $\sim$ 320m を想定した場合における可動支承の移動制限量に相当する⁹⁾.

入力地震波は, 道路橋示方書 V 耐震設計編に適合する標準地震入力例の地震時保有水平耐力照査法レベルの波形を, 各地盤種別ごとに 6 種類の地震波を用いた. 表-3 に入力地震波の一覧を示す. タイプ I 地震動の最大応答速度は 30kine $\sim$ 50kine, タイプ II では 70kine 程度の値を示している. また, 2 つの構造物には同規模, 同位相の地震波が作用するものと仮定した.

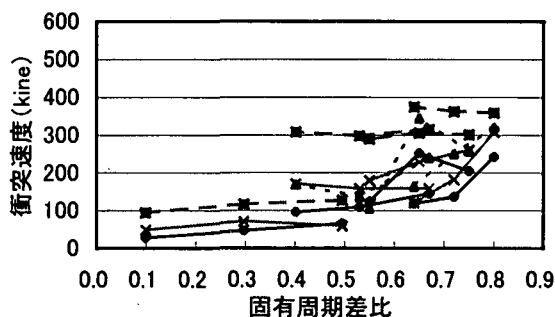
なお, 本論文における検討は, 地震応答による連結部の基本的な速度応答性状を確認することを目的とし, 地盤の影響や橋脚の非線形性は無視した. また, 桁間の衝突により, 連結装置は破壊しないだけの十分な強度を有していることを前提とした検討結果である.

(2) 衝突速度の定義

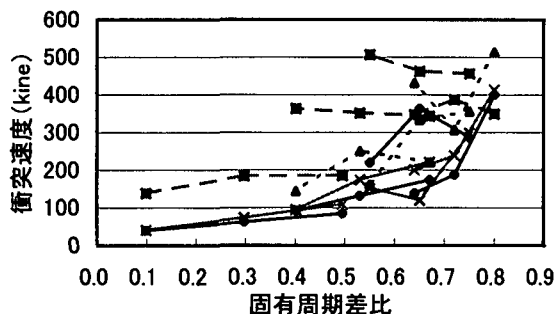
数値シミュレーション解析において衝突の発生時刻を把握するには, 応答荷重や相対変位量により確認する必要がある. 応答荷重に着目すると, 応答波形のパルス波により, 衝突現象の発生を確認することができる. 相対変位では, 設定している移動制限量に達したときに衝突が発生したと判断することが可能である. これらの値は比較的明確に現れており, 衝突発生時における応答荷重や相対変位量も簡単に把握できる.



a) I種地盤 111 波形の応答値

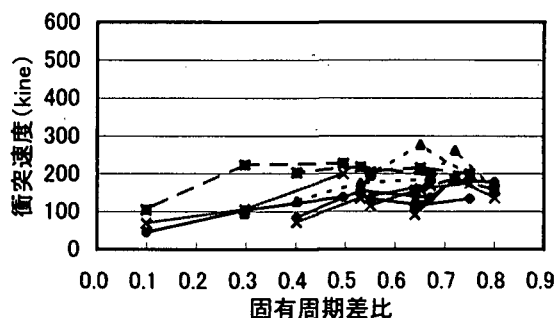


b) II種地盤 121 波形の応答値

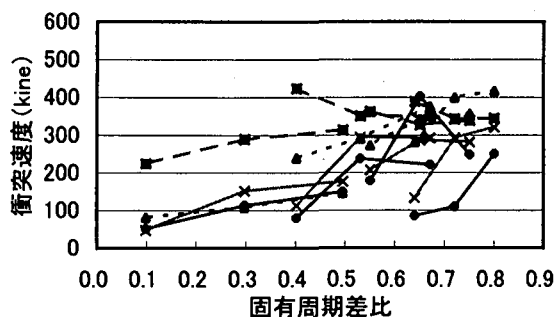


c) III種地盤 131 波形の応答値

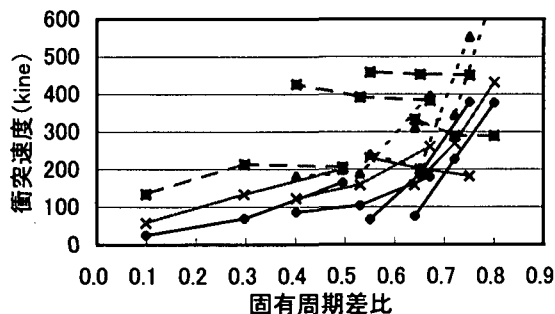
図-4 衝突速度スペクトル (タイプI)



a) I種地盤 211 波形の応答値



b) II種地盤 221 波形の応答値



c) III種地盤 231 波形の応答値

図-5 衝突速度スペクトル (タイプII)

一方、本論で着目している速度応答波形では衝突時の応答値は明確ではない。図-3に、衝突発生前後における速度応答波形の変遷概略図を示す。図中の実線と点線は、それぞれ衝突考慮時の相対速度応答波形と、衝突を考慮していない自由振動時の相対速度応答波形である。ここでの相対速度は構造系間における相対速度を指す。

図-3に示されているように、衝突時には衝突による大きな荷重が発生し(図中①)、その直後に応答速度波形に変化が生じる(同②)。衝突により速度波形は急激な変動を示し、その後、次第に速度の振幅が小さくなる。この減衰振動(同③)となるのは約1秒程度であり、衝突の発生により一次的に挙動が拘束されなくなったためと考えられる。その後、速度応答値が0近傍で衝突がない場合の応答波形と等しくなる(同④)。

このように、速度波形は衝突発生前後で大きく変動する傾向にある。したがって、衝突現象の評価指標として利用するには、衝突速度として採用する値を定義しておくことが必要である。応答波形中では、V値が衝突の影

響による変動量を、V値が衝突直前の速度応答値を示している。V値に着目した場合、衝突直後の+側最大値と-側最大値の差を取る必要があり、作業が繁雑になる。一方、構造物に与えられる力積はV値の関数となる。したがって、V値に着目し衝突現象を評価することは物理的な意味を有する。よって、本論では衝突直前における相対速度V値を衝突速度として定義し、応答中の最大衝突速度を固有周期差比ベースに示したものを衝突速度スペクトルとして定義する。

(3) 衝突速度スペクトルの基本的特性

図-4、図-5にタイプI、タイプIIにおける衝突速度スペクトルを示す。衝突速度スペクトルは、異なる2つの構造系間における衝突速度に着目し、各々のケースにおける最大値をプロットしたものである。結果を応答スペクトルの形で表現することにより、隣接する構造物の固有周期差比と連結部の移動制限値から、構造物間の最大衝突速度を得ることができる。ここでは、各種地盤波形

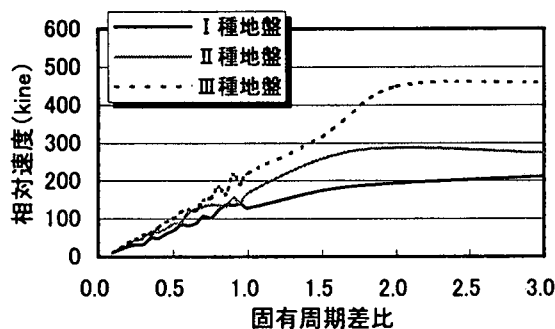


図-6 速度応答スペクトル (タイプI平均値)

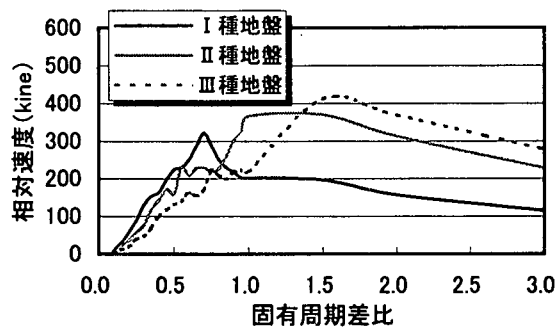


図-7 速度応答スペクトル (タイプII平均値)

のうちそれぞれ1波形について示した。凡例にある limit 値は移動制限値(cm)を示している。また、図中には limit=∞として移動制限がないケースでの応答結果を示した。

移動制限を考慮しない limit=∞の応答結果と比較すると、衝突現象が発生することにより各々のラインは右肩上がりの傾向を示している。すなわち、model-1 の設定条件が等しい場合、model-2 の固有周期が小さいほど衝突速度が増大する可能性が示されている。

移動制限を考慮することによる影響は、固有周期差比が 0.5 を境として異なる。固有周期差比が 0.5 以下の範囲では、いずれの地震波に対しても相対速度が低減される傾向にある。連結部の相対速度が最大値を迎えるまでに衝突現象が発生していることが伺える。一方、固有周期差比が 0.5 より大きい範囲では、移動制限のない limit=∞のケースと比較して、衝突速度が上回るケースが見られる。固有周期差比が大きい範囲でこのような傾向がみられることから、固有周期が大きく異なる構造系が隣接する際、振動中に反対方向の速度ベクトルを有する振動状態が発生していると考えられる。したがって、固有周期差比が 0.5 以上となる（構造系の固有周期が2倍以上異なる）ケースでは、衝突現象による影響が顕著であると考えられる。

一方、想定する移動制限値による影響は、全般的に移動制限量が大きいほど衝突速度が大きくなる傾向にある。移動量5cmのケースと移動量20cmのケースを比較すると、100kine 以上大きくなる場合も見られる。移動制限量を大きく設定すると、2つの構造系が自由に挙動でき

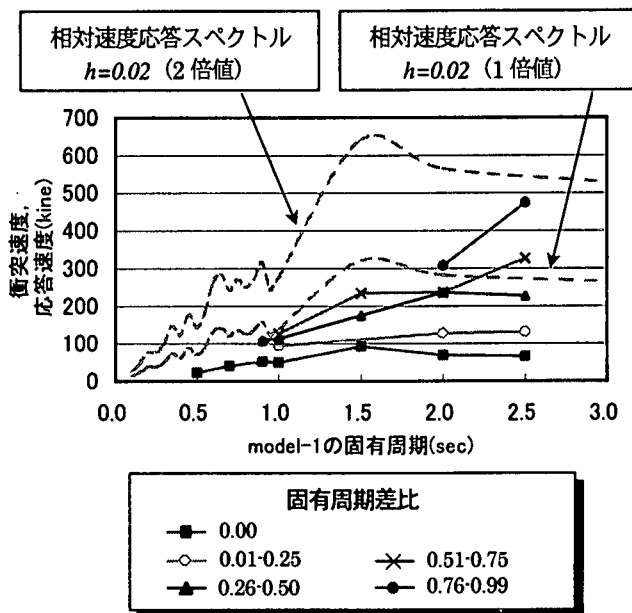


図-8 長周期側構造系の固有周期に着目した衝突速度スペクトル

る範囲が大きくなる。したがって、相対速度が最大値に近傍する状態で衝突する可能性が高くなり、衝突発生時に大きな衝突速度が得られるものと考えられる。

地盤種別に着目すると、I種地盤波形については比較的ばらつきが小さくなっているが、II種、III種波形となるにつれて次第にばらつきが大きくなる傾向にある。これは、図-6、図-7に示す入力地震波の速度応答スペクトルがI種<II種<III種地盤となるにつれて長周期側で大きくなることが原因に挙げられる。

以上、構造系間に発生する最大衝突速度に着目し、衝突速度スペクトルを作成した。構造系の固有周期が2倍以上異なる場合、衝突を考慮することによる影響が顕著である。また、一般に移動制限量が大きいほど衝突速度は大きくなる傾向にある。

(4) 相対速度応答スペクトルとの比較

ここまで示した衝突速度スペクトルでは、同じ固有周期差比であっても、model-1 の設定条件によって値が異なる結果が得られた。すなわち、衝突速度は長周期側構造系に依存する傾向にある。ここでは、衝突速度が既存の相対速度応答スペクトルにより予測可能か検討する。

図-8は長周期側構造系である model-1 の固有周期に着目した衝突速度スペクトルである。長周期側構造系の影響が大きく卓越する場合、衝突速度スペクトルは相対速度応答スペクトルにほぼ等しくなる。また、地震時に相対する位相関係が生じる場合、最大で相対速度応答スペクトルの2倍値になることが予想される。したがって、図には相対速度応答スペクトルの1倍値と2倍値をあわせて示した。

ここでの衝突速度スペクトルは固有周期差比にある程度の範囲を持たせており、固有周期差比が0.00の場合を[0.00]、0.01~0.25の範囲を[0.01-0.25]と示す。固有周期差比が0.00の場合、2つの構造系は等しい固有周期を有しているが、各構造系の減衰定数が異なるため100kine程度の衝突速度が生じる。衝突速度スペクトルは固有周期差比が0.00の時にもっとも小さい値であり、固有周期差比が0.25、0.50となるにつれて衝突速度が大きくなる傾向にある。また、長周期側構造系の固有周期に関わらず、固有周期差比が大きくなるほど衝突速度が大きくなることが分かる。また、各々の固有周期差比帯のラインは相対速度応答スペクトルとほぼ相似形であり、[0.01-0.25]では0.5倍、[0.26-0.50]では0.8倍程度である。

一方、固有周期差比が0.5以上ではその傾向が大きく異なり、既存の相対速度応答スペクトルから導ける可能性は少ない。また、これら固有周期差比が大きい範囲では、相対速度応答スペクトルを大幅に上回る衝突速度が生じる可能性があり、相対速度応答スペクトルで判断するのは危険である。衝突速度スペクトルを用いて検討することが必要である。

3. 衝突速度スペクトルに及ぼす衝突ばねの初期剛性の影響

前2章で作成した衝突速度スペクトルでは、連結部の移動制限量が大きいほど衝突速度が大きくなる傾向があった。しかし、以下に示す3ケースでは移動量を5cmとした場合の衝突速度が、20cmとした場合を上回る傾向が伺えた。

- ①タイプⅠ Ⅱ種地盤波形 固有周期差比0.65
- ②タイプⅠ Ⅲ種地盤波形 固有周期差比0.65
- ③タイプⅡ Ⅱ種地盤波形 固有周期差比0.70

これは、解析モデル中の不確定要素¹⁰⁾である衝突ばねによる影響が考えられる。本章では、②のケースを例にその影響について検討する。

(1) 応答波形による現象の把握

ここでは、②のケースにおける衝突速度波形を比較し、大小関係が変化する原因について検討する。図-9に移動量を5、10、20cmとした各ケースにおける衝突速度波形を示す。

図-9によると、設定した移動制限値により、各々の最大速度が発生する時刻が異なっている。移動量5cmのケースにおける最大値は38.53秒に示されているが、移動量10cmでは22.07秒、移動量20cmでは12.86秒と、移動制限量が長くなるにつれて最大値の発生時刻が早くなっている。移動制限量が異なることにより連結部の速度レベルにおける振動形態が異なっていることが伺える。

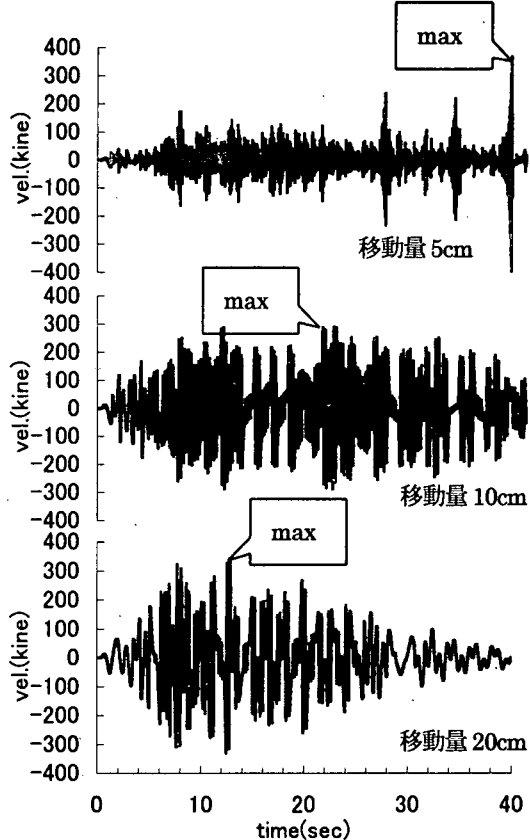


図-9 衝突速度波形の比較 (221 波形)

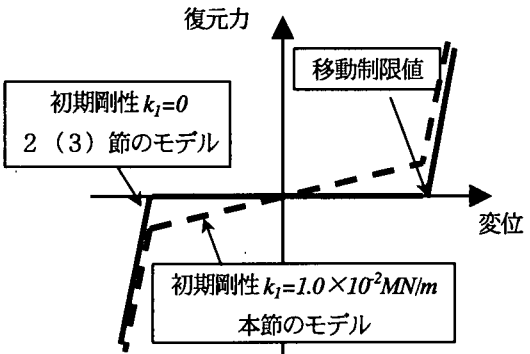


図-10 連結部移動制限の変位復元力特性

移動量5cmにおける最大値が移動量20cmの最大値よりも大きい値を示したのは、移動量5cmのケースにおいて衝撃的なパルス波形が生じていることが原因と考えられる。移動量5cmのケースでは35秒付近まで約150kine程度の範囲で変動を示しているが、38秒付近で最大衝突速度が大幅に変化している。

(2) 衝突ばねのモデル化による影響

前節の検討により、衝突速度波形にパルス的な成分が含まれ、最大衝突速度に影響を及ぼしている可能性が示された。衝突ばねの急激な剛性変化が原因と考えられる。これまで検討で、衝突ばねの二次剛性が応答結果に与える影響は、非常に小さいという結果が得られている¹¹⁾。

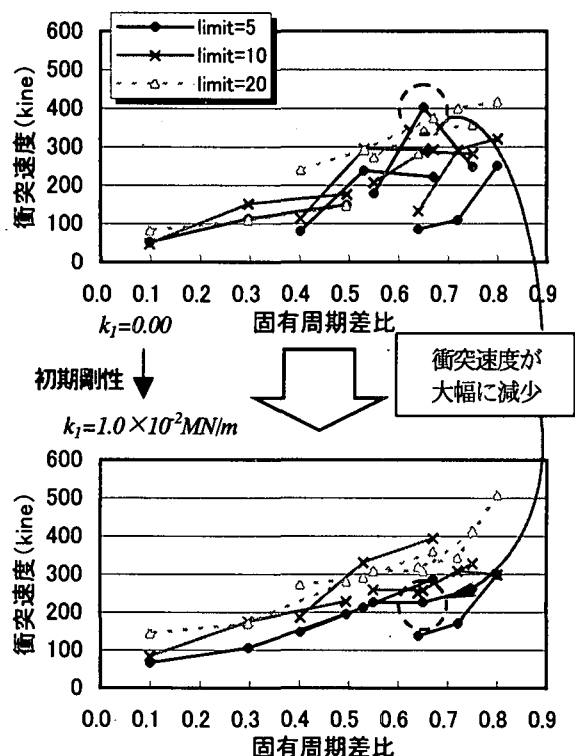


図-11 衝突ばねの初期剛性の影響 (221 波形)

そこで本節では、衝突ばねの初期剛性の有無が及ぼす影響について、衝突速度スペクトルを用いて検討する。

図-10 に本節で用いる連結部移動制限の変位復元力特性を示す。2 (3) 節では移動制限値まで剛性を0と設定し、移動制限を迎えると $1.0 \times 10^5 \text{ MN/m}$ になるよう設定した。本節では図-10 に示すように、0 から移動制限値までの範囲で衝突ばねの初期剛性を $1.0 \times 10^2 \text{ MN/m}$ と設定し、移動制限を迎えると同様に $1.0 \times 10^5 \text{ MN/m}$ となるよう設定した。

図-11 に 221 波形に対するスペクトルの変化を示す。固有周期差比が 0.65 のケース (図中の○) で大幅に衝突速度が低減しているが、他のケースでは比較的变化が小さいことがわかる。衝突速度の解析精度は、衝突ばねの二次剛性に対し、適切な初期剛性を設定することにより安定する可能性がある。

以上、衝突ばねの初期剛性が衝突速度スペクトルに及ぼす影響について検討した。衝突速度スペクトルを作成する際、このようなパルス成分に関する扱いを検討していくことが必要となる。

4. まとめ

桁間衝突現象は非常に不確定な現象であり、衝突により構造系が受ける衝突効果を知るには、動的解析による

煩雑な作業が要求される。本研究では、衝突効果を簡易に把握する準備段階として桁間衝突を定量的に評価することを試み、衝突速度スペクトルを作成した。以下、本論で得られた主な結果を示す。

- (1) 連結部の移動制限量を想定し、衝突速度スペクトルの作成を行った。固有周期差比と移動制限量の設定値により、連結部の衝突速度を予測することが可能である。
- (2) 衝突速度スペクトルによれば、構造系の固有周期が異なるほど、また、移動制限量が大きくなるほど衝突速度が大きくなる傾向が伺えた。
- (3) 固有周期差比が 0.5 以上の範囲では、長周期側構造系の相対速度応答スペクトルを大幅に上回る衝突速度が生じる可能性がある。衝突速度スペクトルを用いて検討することが必要である。
- (4) 理論上、衝突ばねの初期剛性は移動制限値まで 0 となるが、解析結果が不安定である。しかし、適切な初期剛性を与えることで数値解の安定性は増す傾向にある。

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，1996。
- 2) 川島一彦，佐藤貴志：相対変位応答スペクトルの提案と適用，構造工学論文集，Vol.42A，pp.645-652，1996。
- 3) 武野志之歩，伊津野和行：長大橋と隣接中小橋の連結部における地震時の衝突が橋脚躯体に与える影響，構造工学論文集，Vol.46A，pp.929-938，2000。
- 4) 杉戸真太：直下地震による地盤震動の理解，土木学会誌，第85巻，第1号，pp.31-32，2000。
- 5) Housner, G.W.: Behavior of structures during earthquakes, *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE*, Vol. 85, No.EM 4, pp.109-129, 1959.
- 6) Katayama, T., Sato, N., Ohbo, N., Kawasaki, M. and Saito, K.: Ground shaking severity detector by use of spectrum intensity (SI), *Proc. of the 7th Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp.373-378, Dec. 1986.
- 7) 株式会社アーク情報システム：TDAPⅢ，Ver2.00，理論説明書，1998。
- 8) Pantelides C.P. and Xian M: Nonlinear seismic pounding of inelastic structures, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 74, 1996.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，1996。
- 10) 渡邊学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた弾性棒の衝突問題に関する研究，第25回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，pp.869-872，1999。
- 11) 武野志之歩，伊津野和行：長大鋼橋と隣接中小橋の連結部における地震時挙動に関する研究，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.217-224，2000。