

桁間衝突の影響に対するゴム製緩衝装置の有効性 に関する実験的検討

A Shaking Table Test to Clarify the Effectiveness of a Shock Absorbing Device
on Mitigation of the Pounding Effect

庄司学¹, 川島一彦², Anat Ruangrassamee³, 運上茂樹⁴, 足立幸郎⁵, 長屋和宏⁶

Gaku Shoji, Kazuhiko Kawashima, アナット ルアングラッサミ, Shigeki Unjoh,

Yukio Adachi and Kazuhiro Nagaya

- 1 修(工) 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)
- 2 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)
- 3 修(工) 東京工業大学大学院博士後期課程 理工学研究科土木工学専攻 (同上)
- 4 工博 建設省土木研究所室長 耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1 番地)
- 5 工修 建設省土木研究所主任研究員 耐震技術研究センター耐震研究室 (同上)
- 6 建設省土木研究所研究員 耐震技術研究センター耐震研究室 (同上)

This paper describes a series of shaking table tests to clarify the effectiveness of a shock absorbing device for preventing the pounding between the adjacent decks. The two model bridges which have the different natural periods of 0.182sec, 0.271sec were set on a shaking table. It was found that with the device the acceleration responses of both decks reduced half or one third smaller than that without the device and the high frequent components of the acceleration response due to the pounding effect were eliminated. It was also found that the installation of the device took effect of equalizing the deck displacement responses.

Key Words : Bridge, Seismic Design, Unseating Prevention System, Shock Absorbing Device

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降、免震橋や地震力分散式橋梁などの長周期の連続橋梁が積極的に設計されている。免震橋では、免震支承を設け長周期化することにより桁から下部構造に伝達される地震力の低減が可能となり¹⁾、また、地震力分散式橋梁では、積層ゴム支承を用いて桁を弾性支持することにより桁の慣性力の分担を下部構造間で平滑化し、橋全体系の耐震性を向上させることができる²⁾。しかし、免震支承や積層ゴム支承を用いると構造系が長周期化するため、桁の応答変位が増大し、隣接桁間の桁掛け違い部や桁一橋台間で衝突が生じる可能性がある。そのため、現在、桁間衝突を防止するための緩衝装置の開発が急務となっている³⁾。

桁間衝突が生じた場合の衝突力を解析的に求めると、桁重量に比べて数倍程度の大きな値となり⁴⁾、その結果、緩衝装置には非常に大きな面圧が作用することになる。そのため、このような高面圧下においても安定した圧縮性能、すなわち安定した荷重-変位の履歴特性を有することが衝突緩衝装置には求められる。ゴム製緩衝装置の圧縮性能は、高ひずみ・高面圧下においても荷重の繰り返し回数や載荷速度に対して比較的安定していることが

実験的に確認されているので⁵⁾、ゴム製緩衝装置は衝突緩衝装置として有望であると考えられる。

こうした桁間衝突に関する解析的な検討例として、Kawashima ら⁶⁾は桁間衝突を衝突ばねでモデル化し、曲線橋模型の桁間衝突や落橋防止構造の降伏による影響について検討している。桁間衝突を低減するためのデバイスについては、Jankowski ら⁷⁾がショックトランスミッションユニットの効果について、Abdel-Ghaffar ら⁸⁾やDesroches ら⁹⁾がケーブル式桁間連結装置の効果についてそれぞれ解析している。ゴム材の圧縮性能に着目した研究としては、庄司ら¹⁰⁾がゴム製緩衝装置による衝突力の低減効果やエネルギー吸収特性について解析的に検討しており、また、伊津野ら¹¹⁾はゴム材の圧縮性能を利用した反力分散装置に対してハイブリッド地震応答実験を行っている。

このように、桁間の衝突やゴム製緩衝装置を桁端部に設置した場合の衝突緩衝効果について解析的な検討は行われているが、これを実験的に検討した例はほとんどない。以上より、本研究では、固有周期が異なる 2 連の桁橋の桁端部にゴム製緩衝装置を設置し、振動台実験を行い、それらによる衝突緩衝効果について検討を行った。

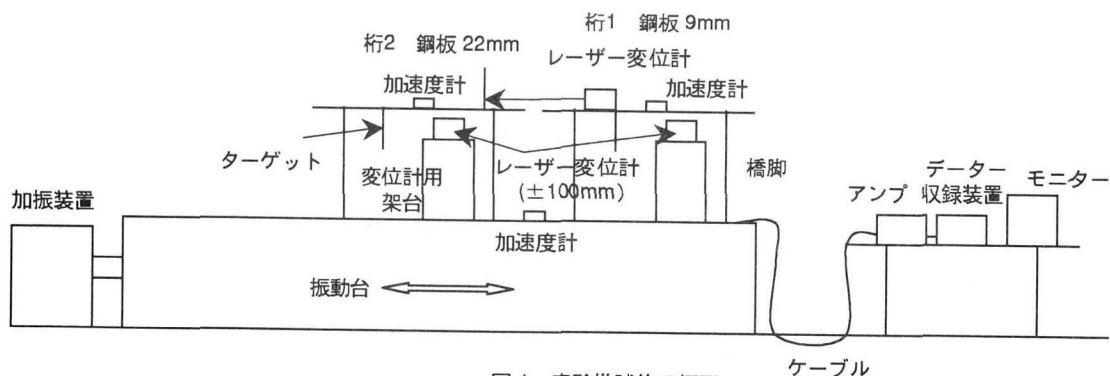


図-1 実験供試体の概要

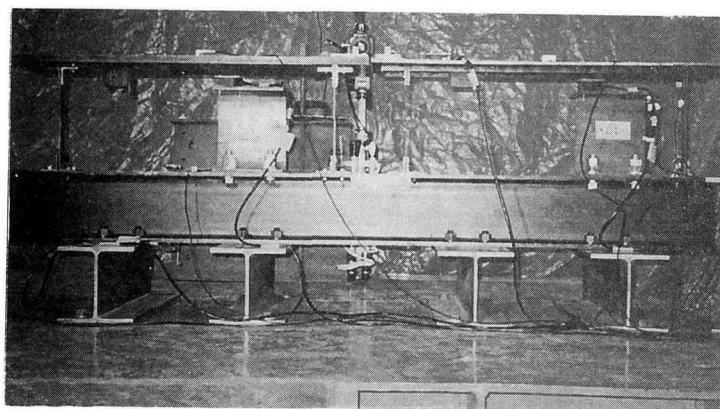


写真-1 実験供試体

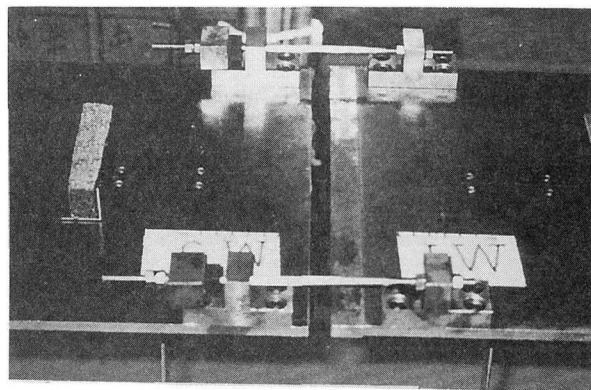


写真-2 ゴム製緩衝装置

2. 実験供試体および実験方法

本実験で対象とした供試体は、図-1、写真-1 に示す固有周期が約 1.6 倍異なる 2 連の単純桁橋である。なお、本実験では、ある実橋に対して相似則(質量、長さ、時間の次元)が成立するように供試体をモデル化したわけではなく、通常の単純桁橋のプロポーションと固有周期(0.2~0.3 秒程度)を想定して、以下のように桁、橋脚の寸法を決定した。また、桁間衝突の影響のみをみるために、桁、橋脚、桁—橋脚間、橋脚—支持架台間はすべて弾性設計とした。

実験供試体はすべて鋼材(SS400)で製作した。断面寸法が3.2mm×30mmで、高さが300mmと306.5mmの2種類の橋脚を振動台上の支持架台に取り付け、高さ306.5mmの2本の橋脚(以下、橋脚1と呼ぶ)の上に厚さ9mmの鋼板を、高さ300mmの橋脚(以下、橋脚2と呼ぶ)の上に厚さ22mmの鋼板をそれぞれ設置した(以下、桁1、桁2と呼ぶ)。桁1と桁2の重量はそれぞれ21.195kgf、51.81kgfである。桁—橋脚間および橋脚—支持架台間はアングル材で固定し、橋脚が桁と支持架台に対して両端固定となるようにした。両端単純支持条件での桁1、桁2の基本固有周期はそれぞれ0.048秒、0.020秒であり、また、片端自由・片端固定条件での橋脚単体の基本固有周期は、橋脚1で0.035秒、橋脚2で0.034

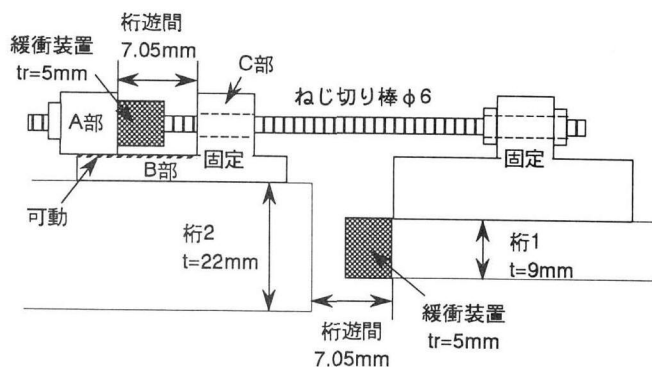


図-2 桁1と桁2の桁端部

秒である。桁1、2と橋脚1、2の基本固有周期は近接していないので、後述する振動台実験では、桁—橋脚間の連成モードは確認されなかった。

ゴム製緩衝装置を設けない場合と設けた場合の桁1と桁2の桁端部の構造詳細を図-2、写真-2に示す。緩衝装置がない場合には、桁間に予め設けられている遊間に桁が近づけば、桁どうしの衝突が生じる。緩衝装置は、桁間が閉じる方向に変位した場合に作動する装置(以下、圧縮側緩衝装置と呼ぶ)と桁間が開く方向に変位した場合に作動する装置(以下、引張側緩衝装置と呼ぶ)から構成される(図-2参照)。引張側緩衝装置には桁間連結棒(直径6mmのねじ切り棒)が貫通しており、それが一定の遊間を移動し、その遊間を越えると緩衝装置が

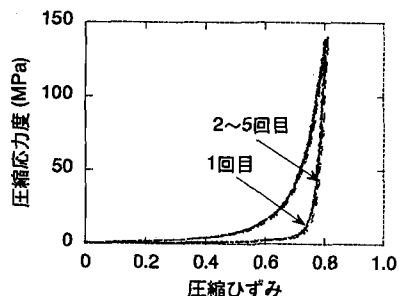


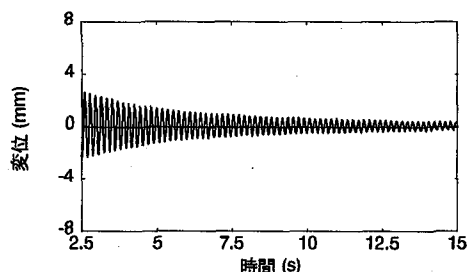
図-3 緩衝装置の圧縮特性

表-1 緩衝装置の基本物性

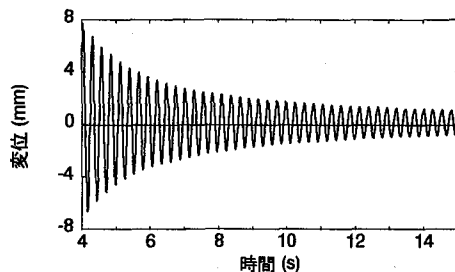
硬さ (Hs)	57
伸び (%)	490
引張強さ (kgf/cm ²)	175
圧縮永久ひずみ率 (%)	20

表-2 桁1, 桁2の固有周期および減衰定数

	固有周期(s)	減衰定数(%)
桁1	0.182	0.80
桁2	0.271	0.66



(a) 桁1の変位波形



(b) 桁2の変位波形

図-4 桁1, 桁2の自由振動

ブロック (図-2 中C部) に衝突し、その移動を制限する構造となっている。圧縮側緩衝装置は 15mm×9mm、厚さ 5mm の直方体で、引張側緩衝装置は 15mm×12mm、厚さ 5mm の直方体である。引張側緩衝装置には直径 6mm のねじ切り棒が貫通しているため、衝突時の緩衝装置の受圧面積を等しくするために、ねじ切り棒の断面積の分だけ引張側緩衝装置の平面寸法は大きくなっている。なお、振動台実験で用いた緩衝装置と同一材料、同一寸法の装置に対して、5 回の繰り返し圧縮载荷実験を行った結果を示すと図-3 のようになる。図-3 の圧縮応力度は载荷荷重を供試体の初期面積で除した値である。緩衝装置の引張強さ、伸び、硬度、圧縮永久ひずみ率の基本物性は表-1 に示す通りである。なお、本実験で用いた緩衝装置の材質は、積層ゴム支承に用いられる天然ゴムと同材質である。

橋の応答を計測するために図-1 に示すように、各桁の中央部と支持架台上に加速度計を、また、支持架台に対する桁の相対変位を計測するために、±100mm レンジのレーザー変位計を変位計用架台に設置し、それに対するターゲットを桁下中央部に設置した。さらに、桁間の相対変位を計測するために、レーザー変位計を桁1に、ターゲットを桁2にそれぞれ設置した。データ収録する際には、桁間衝突によって桁の応答加速度や応答変位に生じる高周波成分をサンプリングできるように、サンプリング周波数を 2kHz に設定した。

実験では、建設省土木研究所の中型振動台を使用した。加振方向は水平 1 軸で、最大積載時 (25tf) の最大加速度は ±0.7g、最大変位振幅は ±75mm のスペックを有する振動台である。入力地震動としては、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された NS 成分記録の時間スケールは変えずに、振幅を 10~20% にスケールダウン

した加速度波形を用いた。

3. 共振実験および自由振動実験

振動台実験に先だって、2 連の桁橋の固有周期と減衰定数を求めるため、共振実験および自由振動実験を行った。共振実験では、3Hz (0.333 秒) ~ 7Hz (0.143 秒) の周波数領域で、0.05Hz ~ 0.1Hz のピッチで振動台を 10gal の加速度振幅で正弦波加振し、共振点を計測した。これより、桁1の固有周波数 f_1 は 5.60Hz 付近 (0.179 秒)、桁2の固有周波数 f_2 は 3.70Hz (0.270 秒) 付近となる。

自由振動実験より得られた桁1, 桁2の変位波形を図-4 に示す。自由振動実験では、桁1と桁2にそれぞれ異なる初期変位を独立に与えた。時刻 2.5 秒から 5 秒までの変位振幅が大きい領域、時刻 7.5 秒から 10 秒までの振幅が中程度の領域、時刻 12.5 秒から 15 秒までの振幅が小さい領域の 3 箇所では、桁1, 桁2の固有周期 T_1 , T_2 を求めると、桁1で 0.184 秒, 0.181 秒, 0.181 秒、桁2で 0.275 秒, 0.270 秒, 0.268 秒となり、振幅が小さくなるに従って固有周期はわずかに小さくなる。このように、固有周期の振幅依存性は小さいため、それらを平均して桁1, 桁2の固有周期 T_1 , T_2 を求めると、それぞれ 0.182 秒と 0.271 秒となる。これより、桁1と桁2の固有振動数 f_1 , f_2 を求めると、5.495Hz, 3.690Hz となる。

桁1と桁2の減衰定数 h_1 , h_2 は次式を用いて求めた。

$$h_j = \frac{1}{2n\pi} \log \left| \frac{x_j^m}{x_j^{m+n}} \right| \quad (j=1,2) \quad (1)$$

ここで、 x_j^m : 桁 j のピーク変位振幅、 x_j^{m+n} : 桁 j の x_j^m から n サイクル目のピーク変位振幅である。 x_j^m と

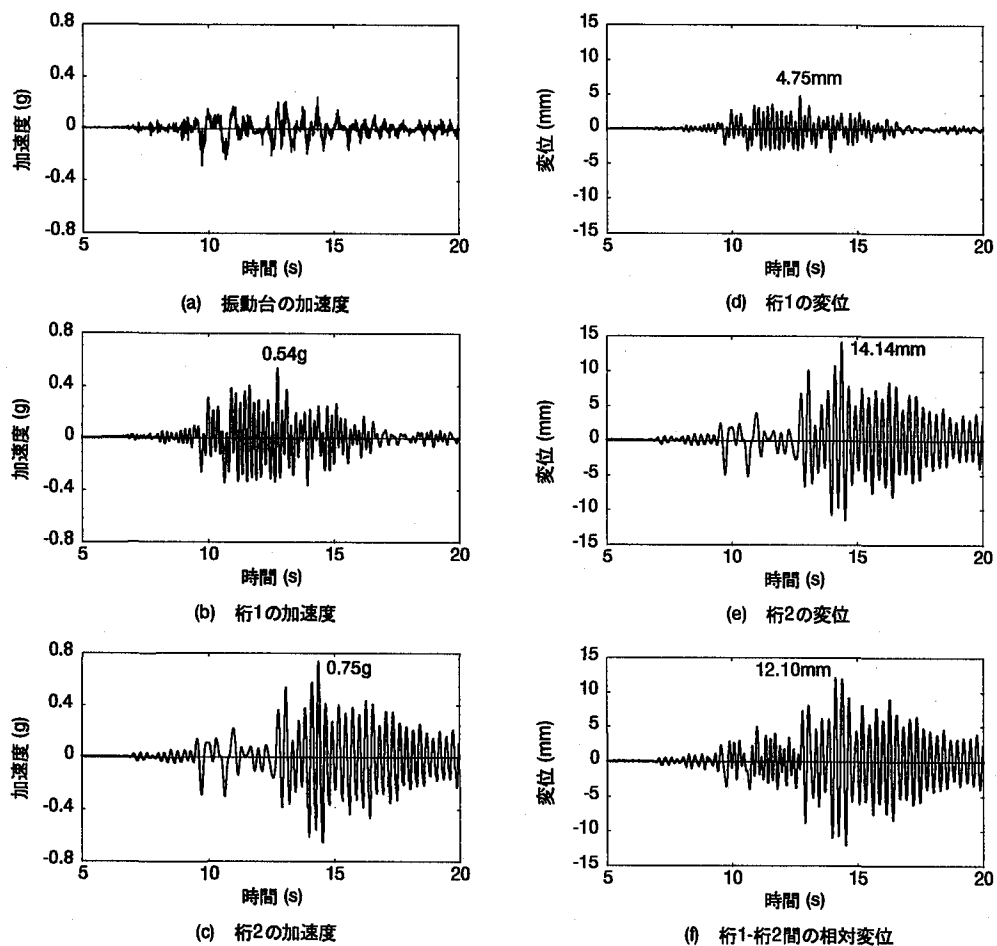


図-5 衝突しない場合の桁1, 桁2の応答

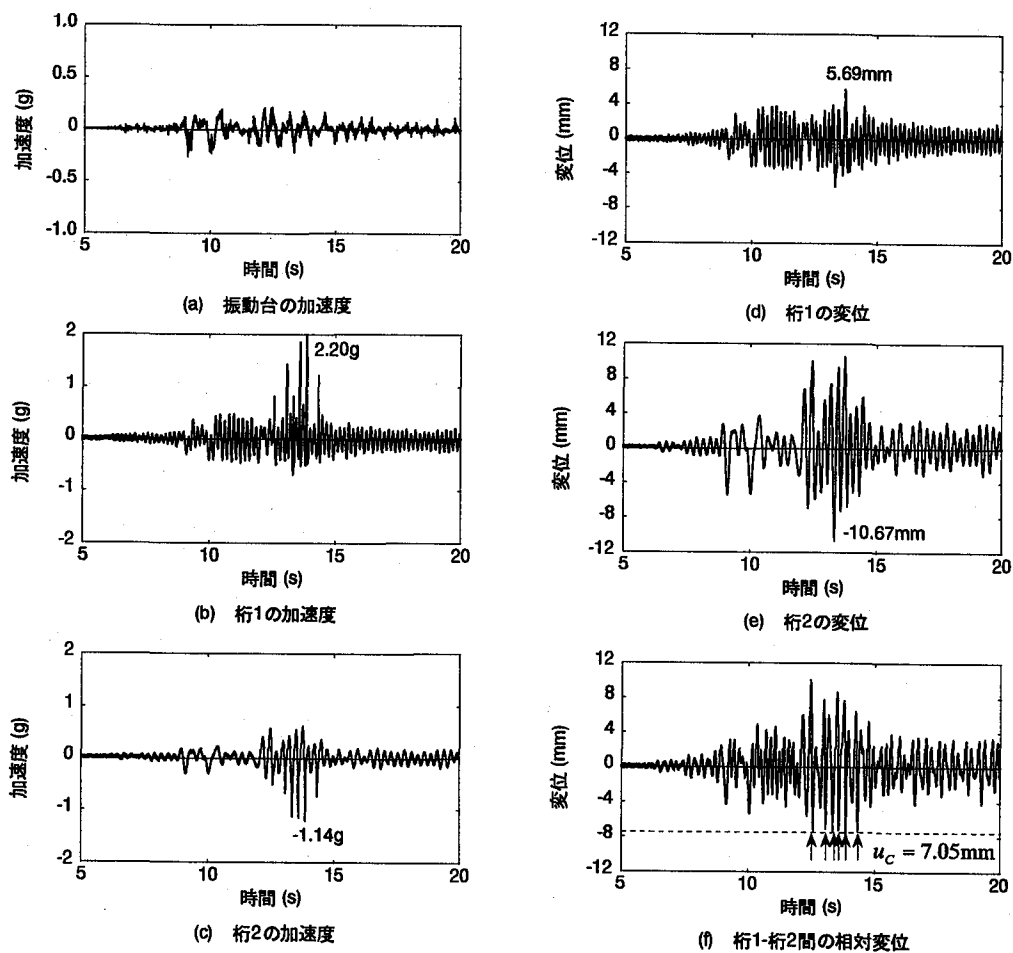


図-6 衝突した場合（緩衝装置なし）の桁1, 桁2の応答

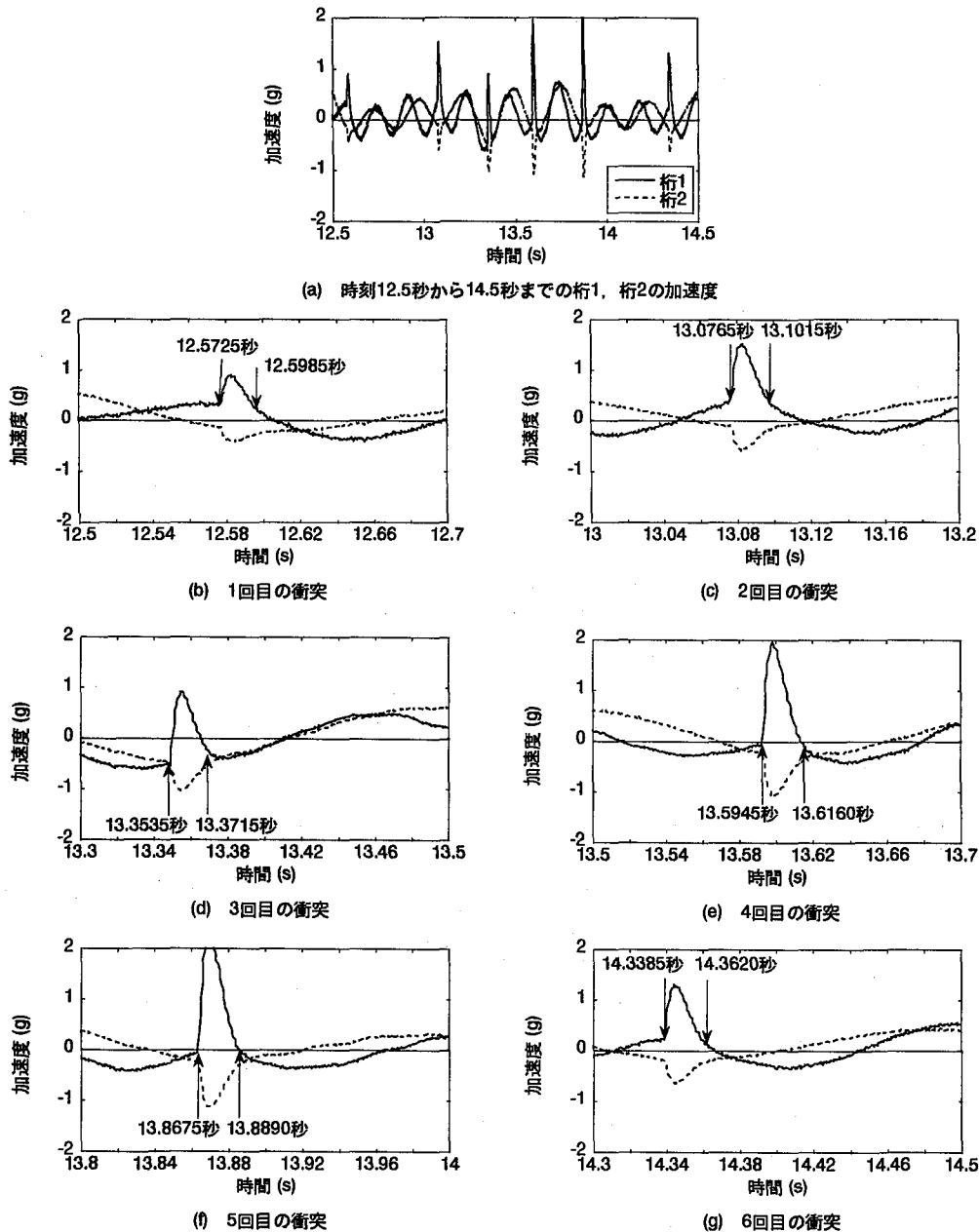


図-7 衝突時の応答加速度

x_j^{m+n} としては、変位波形が安定して減衰する領域を対象として、桁1の減衰定数 h_1 を求める際には2.50秒から4.89秒までの13サイクル間を、桁2の減衰定数 h_2 を求める際には7.56秒から9.99秒までの9サイクル間を選択した。表-2は、桁1と桁2の固有周期 T_1 , T_2 および減衰定数 h_1 , h_2 をまとめた結果である。桁1と桁2の減衰定数 h_1 , h_2 はそれぞれ0.8%, 0.66%とわずかに異なっているが、これには減衰定数のひずみ依存性、履歴減衰の存在など、色々な理由が考えられる。本実験では、桁1と桁2を構成する構造系が個々にそのようなばらついた減衰特性を有しているという前提条件で、桁間衝突しない場合と衝突する場合、さらに桁間に緩衝装置を設けた場合に対して振動台実験を行い、応答の比較検討を行った。

4. ゴム製緩衝装置を設けない場合の応答特性

図-5および図-6は、桁遊間 u_c を大きくとり衝突が生じない場合と、桁遊間 u_c を7.05mmに設定して衝突が生じた場合の桁1と桁2の応答加速度、応答変位、および桁1—桁2間の相対変位を示した結果である。図-6(f)より、12.5秒から14.5秒の間に、桁1—桁2間の相対変位が7.0~7.9mmに達し(桁間が閉じる方向)、合計6回の衝突が生じていることがわかる。図-5、図-6より、衝突が生じない場合の桁1, 桁2の最大応答加速度は0.54g, 0.75gであるのに対して、衝突が生じると、桁1では2.20g, 桁2では1.14gの大きなパルス状の応答加速度が生じている。最大応答変位は、固有周期の短い桁1では4.75mm→5.69mmと増加し、固有周期の長い桁2では14.14mm→10.67mmと減少している。すなわち、

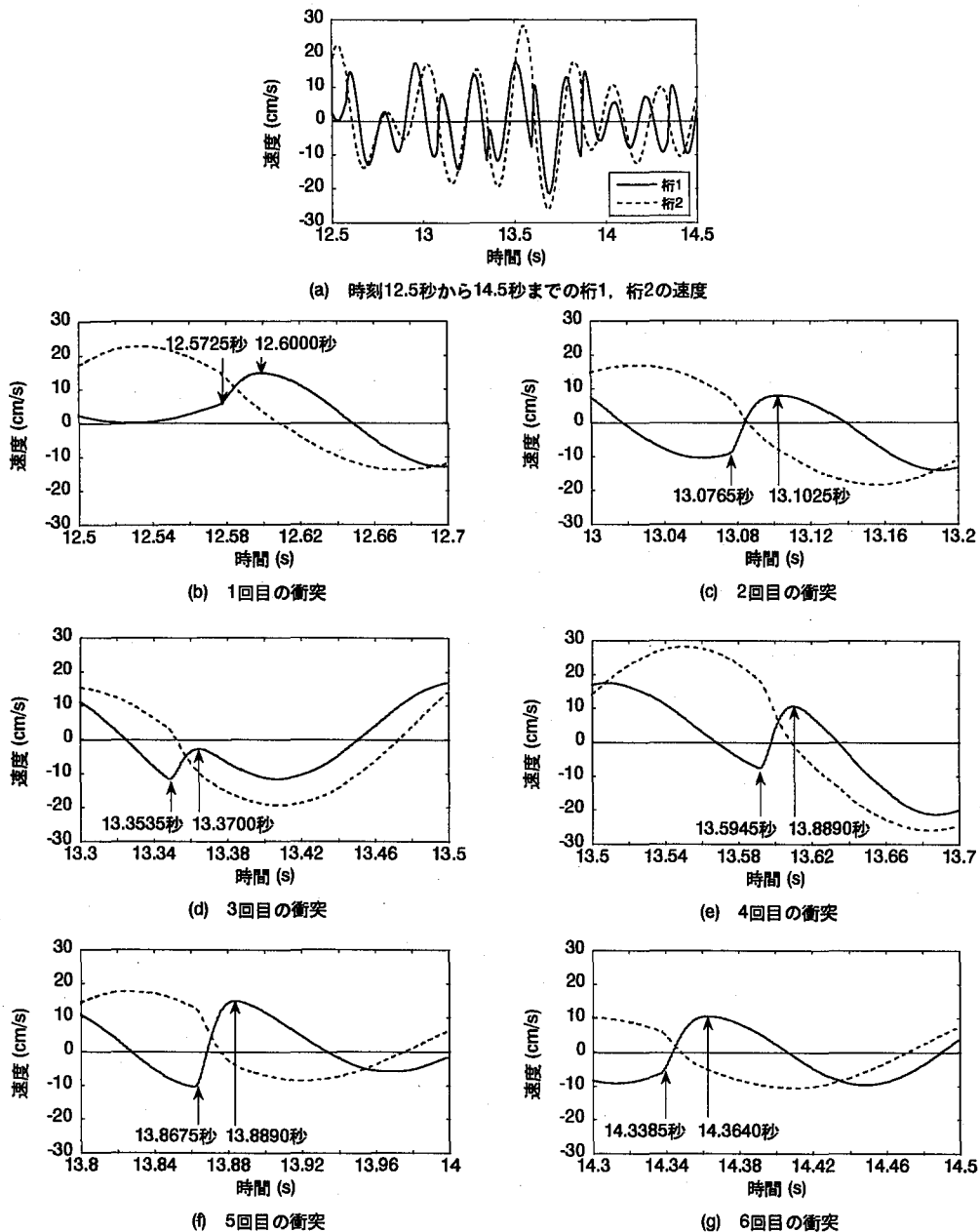


図-8 衝突時の応答速度

衝突に伴い、桁1、桁2の最大応答変位が平滑化される方向に変化している。

いま、衝突による桁の変位応答の平滑化の度合いを表すために、桁変位の平滑化係数 κ を以下のように定義する。

$$\kappa \equiv \frac{|u_2|}{|u_1|} \quad (2)$$

ここで、 u_1 、 u_2 はそれぞれ、2連の桁のうち、応答変位の小さい方、大きい方の最大応答変位であり、本実験では、それぞれ桁1、桁2の最大応答変位となる。式(2)より κ を求めると、衝突が起こらない場合には2.98であったものが衝突が起こった場合には1.88と小さくなり、衝突が2連の桁の最大応答変位を平滑化させる方向に作用したことがわかる。

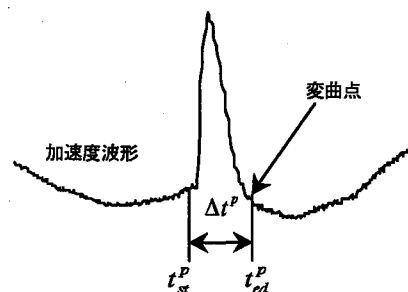


図-9 衝突時間 Δt^p の定義

図-7および図-8には、6回の衝突が起こった時の応答加速度、応答速度を示す。応答速度は加速度時刻歴を線形加速度法によって積分して求めた。図-7、図-8によれば、衝突が始まった時刻 t_{st}^p ははっきりと判別できるが、

表-3 衝突開始時刻 t_{st}^p (s), 衝突終了時刻 t_{ed}^p (s)および衝突時間 Δt^p (s)

		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
衝突開始時刻		12.5725	13.0765	13.3535	13.5945	13.8675	14.3385
衝突終了時刻	定義1による場合	12.5985	13.1015	13.3715	13.6160	13.8890	14.3620
	定義2による場合	12.6000	13.1025	13.3700	13.6125	13.8890	14.3640
衝突時間	定義1による場合	0.0260	0.0250	0.0180	0.0215	0.0215	0.0235
	定義2による場合	0.0275	0.0260	0.0165	0.0180	0.0215	0.0255

表-4 衝突開始時の速度 v_j^{st} (cm/s)および衝突終了時の速度 v_j^{ed} (cm/s)

(a) 定義1より衝突終了時刻 t_{ed}^p (s)を求めた場合

		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
桁1	衝突開始時の速度	5.5	-9.0	-11.8	-7.8	-10.4	-6.0
	衝突終了時の速度	14.4	7.9	-3.0	10.0	14.7	10.0
桁2	衝突開始時の速度	14.5	7.0	3.0	18.0	12.5	6.0
	衝突終了時の速度	4.0	-7.5	-10.5	-2.5	-4.5	-4.5

(b) 定義2より衝突終了時刻 t_{ed}^p (s)を求めた場合

		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
桁1	衝突開始時の速度	5.5	-9.0	-11.8	-7.8	-10.4	-6.0
	衝突終了時の速度	14.5	8.1	-2.9	10.5	14.9	10.5
桁2	衝突開始時の速度	14.5	7.0	3.0	18.0	12.5	6.0
	衝突終了時の速度	3.3	-8.0	-9.8	-1.0	-4.0	-5.0

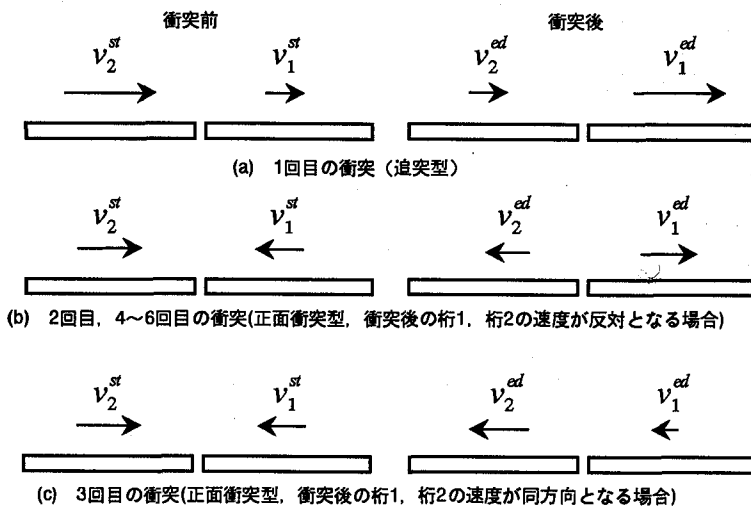


図-10 衝突前後の様子

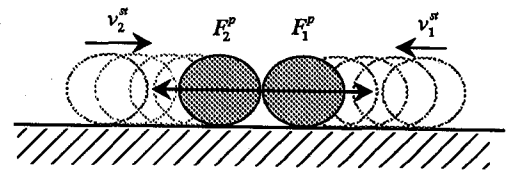


図-11 1次元衝突

衝突が終わった時刻 t_{ed}^p ははっきりとはわからない。このため、ここでは、以下の2種類の方法で衝突終了時刻 t_{ed}^p を与えることとした。

定義1: 加速度応答が、図-9に示すように変曲点を持つ時刻を t_{ed}^p とする。

定義2: 応答が小さいため、速度変化がとらえやすい桁1において速度が最大となる時刻を t_{ed}^p とする。

このように、衝突終了時刻 t_{ed}^p を定義すると、衝突時間 Δt^p は次式のようになる。

$$\Delta t^p = t_{ed}^p - t_{st}^p \quad (3)$$

表-3は、式(3)より衝突時間 Δt^p を求めた結果である。衝突終了時間 t_{ed}^p を定義1より求めた場合と定義2より求めた場合では、衝突時間 Δt^p にはほとんど差がない。ま

た、1回目、2回目、6回目の衝突時は3~5回目の衝突時に比べて、衝突時間 Δt^p が0.005秒程度大きくなっている。これは、図-7に示すように衝突終了時刻 t_{ed}^p 付近での加速度波形の曲率が小さく、衝突終了時刻 t_{ed}^p が定義しづらいためである。衝突時間 Δt^p の評価については今後、さらに検討する必要があるが、本論文の定義に基づく6回の衝突では以下の範囲にある。

$$\Delta t^p = \begin{cases} 0.0180 \sim 0.0260 \text{ s} = 38.46 \sim 55.56 \text{ Hz} & \text{定義1} \\ 0.0165 \sim 0.0275 \text{ s} = 36.36 \sim 60.61 \text{ Hz} & \text{定義2} \end{cases} \quad (4)$$

衝突開始時刻 t_{st}^p と衝突終了時刻 t_{ed}^p における応答速度 v_j^{st} , v_j^{ed} ($j=1, 2$) を求めると表-4のようになる。ここで求めた応答速度はあくまでも桁中央で計測した加速

表-5 衝突力 F_j^p (N)および桁に生じる応力 σ_j^p (kPa)

(a) 定義1より衝突終了時刻 t_{ed}^p (s)を求めた場合

		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
桁1	衝突力	7.403	14.620	10.573	17.906	25.249	14.725
	桁に生じる応力	2.742	5.415	3.916	6.632	9.351	5.454
桁2	衝突力	-21.350	-30.663	-39.651	-50.408	-41.802	-23.622
	桁に生じる応力	3.235	4.646	6.008	7.638	6.334	3.579

(b) 定義2より衝突終了時刻 t_{ed}^p (s)を求めた場合

		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
桁1	衝突力	7.078	14.224	11.666	21.988	25.450	13.994
	桁に生じる応力	2.621	5.268	4.321	8.144	9.426	5.183
桁2	衝突力	-21.531	-30.500	-41.012	-55.804	-40.573	-22.806
	桁に生じる応力	3.262	4.621	6.214	8.455	6.147	3.455

(c) 式(7)より衝突力 F_j^p (N)を求めた場合

		1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
桁1	衝突力	18.84	31.56	18.84	40.97	46.50	27.32
	桁に生じる応力	6.978	11.689	6.978	15.174	17.222	10.119
桁2	衝突力	-21.86	-31.09	-52.95	-56.42	-59.01	-33.37
	桁に生じる応力	3.312	4.711	8.023	8.548	8.941	5.056

度から求めたものであり、衝突が生じた桁端ではこれとは少し異なる結果になる可能性があるが、これを考慮した上で衝突前後の応答速度をベクトルとして示すと、図-10のようになる。1回目の衝突は、衝突前の桁1と桁2の速度ベクトルが同方向で、桁1に桁2が追突し、衝突後の桁1と桁2の速度ベクトルが衝突前の速度ベクトルと同方向のままとなる場合である。2回目および4～6回目の衝突は、衝突前の桁1と桁2の速度ベクトルが反対方向で、正面衝突し、衝突後の桁1と桁2の速度ベクトルが互いに反転する場合である。3回目の衝突は、衝突前の桁1と桁2の速度ベクトルが反対方向で、正面衝突し、衝突した後に桁2の速度ベクトルのみが反転し、桁1の速度ベクトルが衝突前と同方向のまま減速する場合である。つまり、6回の衝突形態は、まず、追突型と正面衝突型の2通りに大別でき、さらに正面衝突型は衝突後の桁1と桁2の応答速度のベクトルが逆方向となる場合と同方向となる場合の2通りとなる。

ここで、桁1と桁2の衝突現象を図-11に示すような2質点の1次元運動（橋軸方向）と仮定すると、衝突時に桁1と桁2に作用する衝突力 F_j^p と、衝突時に桁1と桁2に作用する力積 I_j^p との関係は次式により与えられる。

$$I_j^p = F_j^p \cdot \Delta t^p = m_j \cdot (v_j^{ed} - v_j^{st}) \quad (5)$$

式(5)から求められる衝突力 F_j^p は衝突時間 Δt^p 内に生じる平均衝突力である。表-3および表-4より、衝突時に桁1と桁2に作用する衝突力 F_j^p を6回の衝突に対して求めると表-5のようになる。また、6回の衝突が桁端で一様に生じたとすると、桁に生じる平均応力 $\bar{\sigma}_j$ は、

$$\bar{\sigma}_j = \frac{F_j^p}{A_j} \quad (6)$$

ここで、 A_j は桁 j の桁端部の面積である。表-5には、式(6)より求めた平均応力 $\bar{\sigma}_j$ も示している。表-5より、4

回目に衝突した際の桁2に生じる衝突力 F_j^p が56N程度（衝突終了時刻 t_{ed}^p を定義2で求めた場合）と最も大きくなり、桁重量の10%程度となる。平均応力 $\bar{\sigma}_j$ は、5回目の衝突時の桁1に生じる応力が最大で9.4kPaとなり、弾性範囲内にある。

また、桁1と桁2に作用する衝突力 F_j^p は、衝突時の最大応答加速度 a_j^p を用いて次式により求めることもできる。

$$F_j^p = m_j \cdot a_j^p \quad (7)$$

式(7)より求められた衝突力 F_j^p を表-5(c)に示す。式(7)による衝突力 F_j^p は、桁に作用する最大衝突力を表しているため、いずれの衝突時においても式(5)より求められた衝突力 F_j^p （表-5(a), (b)参照）より大きな値となっている。

いま、衝突が完全弾性衝突であると仮定すると、式(5)および式(7)より求められた衝突力 F_j^p に対して、

$$F_1^p = F_2^p \quad (8)$$

となるべきであるが、表-5に示すように式(8)の関係はいずれの場合も満足していない。この理由としては、以下の点が考えられる。

- (1) 衝突時間 Δt^p の精度、特に衝突終了時刻 t_{ed}^p の評価が十分でない。
- (2) 桁—橋脚間や橋脚—支持架台間の設置状況が十分でないために、桁1と桁2の桁端部で衝突が一様に生じていない。
- (3) 衝突時の音や熱の逸散減衰やアングル材のボルトのゆるみや鋼材間の摩擦に起因する構造減衰などのエネルギー損失が生じている。
- (4) 衝突時間 Δt^p 内では、図-11に示すような2質点間の完全弾性衝突を仮定している。本来、衝突時間 Δt^p 内には、粘性減衰による減衰力や橋脚の剛性による復元力が作用し、時々刻々運動方程式を満足するように系の時刻歴応答は定まる。そのため、衝突力 F_j^p には粘性減衰に

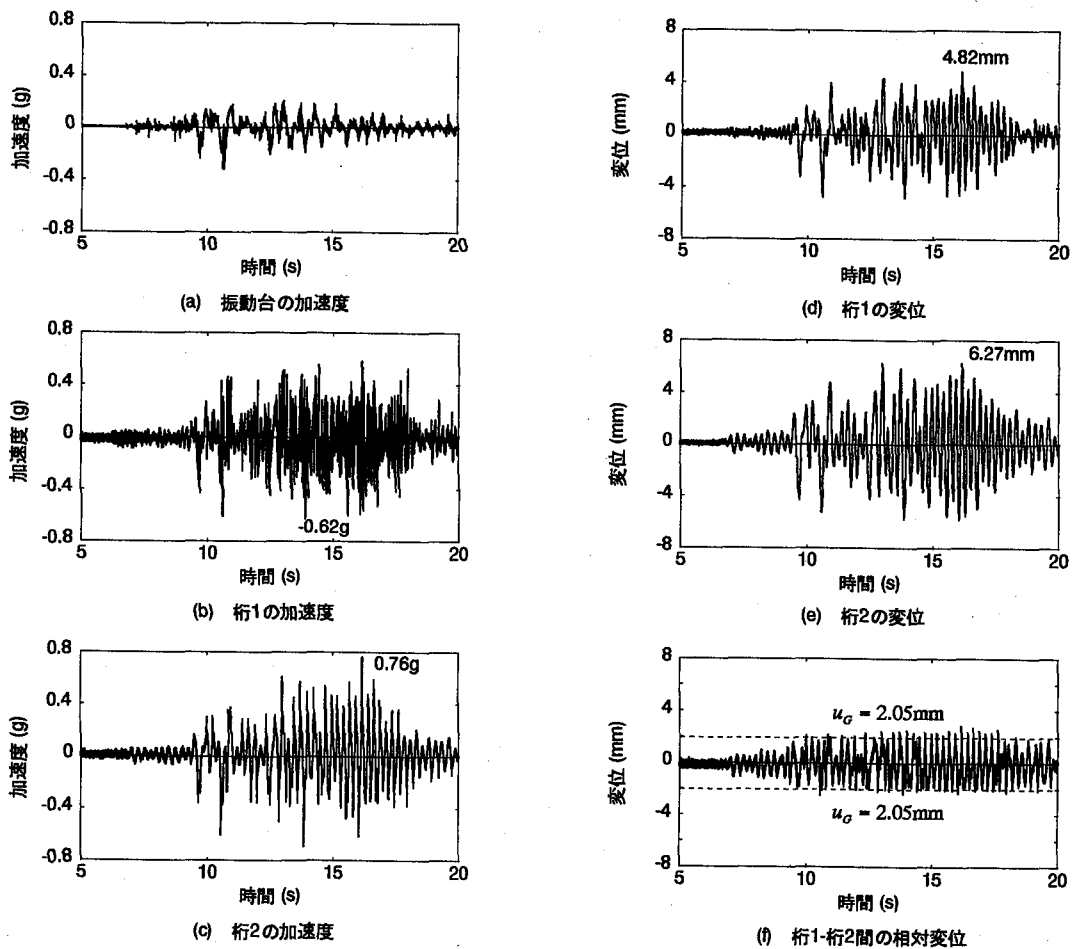


図-12 緩衝装置を設けた場合の桁 1、桁 2 の応答

表-6 桁1と桁2の最大応答変位(mm)および平滑化度係数 κ

		桁1	桁2	平滑化度係数
緩衝装置を設けない場合	衝突しない場合	4.75	14.14	2.98
	衝突する場合	5.69	10.67	1.88
緩衝装置を設けた場合		4.82	6.27	1.3

よる減衰力や橋脚の剛性による復元力の影響が含まれてしまい、式(8)を必ずしも満足しない。

衝突力 F_f^p の評価には以上のような問題点が残されているため、衝突時間 Δt^p の評価とあわせて今後、さらに検討していく必要がある。

5. ゴム製緩衝装置を用いた場合の桁間衝突の低減効果

ゴム製緩衝装置を桁間に設けた場合の桁 1 と桁 2 の応答加速度、応答変位、桁 1—桁 2 間の相対変位を図-12 に示す。なお、緩衝装置を設ける場合には緩衝装置の作動距離 u_G を桁遊間 u_C の関係として、桁間衝突が生じる前に緩衝装置が作動すべきであることから、緩衝装置の厚さを h として、

$$u_G = u_C - h \quad (9)$$

とすることとした。いま、緩衝装置の厚さは $h = 5\text{mm}$ で

あるから、桁遊間が $u_C = 7.05\text{mm}$ の場合、緩衝装置の作動距離 u_G は 2.05mm である。

緩衝装置を設けることにより、パルス状の応答加速度が低減され、桁 1、桁 2 では 0.62g 、 0.76g の最大応答加速度となる。最大応答変位は桁 1 と桁 2 で 4.8mm 、 6.3mm まで低減している。

ここで、衝突しない場合、緩衝装置を設けない場合、緩衝装置を設けた場合に対して、桁 1 と桁 2 の最大応答変位および桁変位の平滑化度係数 κ を求めると表-6 のようになる。緩衝装置を設けると、緩衝装置を設けない場合より、平滑化度係数 κ が 1 に近づいており、桁 1 と桁 2 の応答変位の平滑化が進んだことがわかる。上部構造を支持する下部構造の保有水平耐力や塑性変形性能に余裕があるという条件下では、隣接桁の応答変位の平滑化が進み、2つの桁橋が1つの連続橋のように応答すると、桁かかり長からの脱落や落橋などの大きな被害を回避す

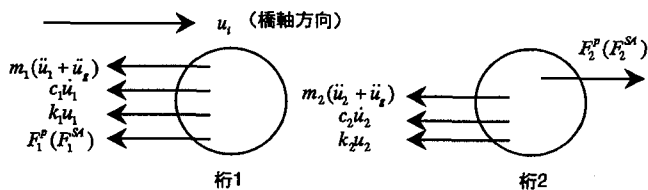


図-13 桁1, 桁2に作用する力

ることが可能となり、地震応答を低減することができる。このような緩衝装置による平滑化効果は、緩衝装置が変位ストッパーして機能することを意味するので、ゴム製緩衝装置は桁の応答変位を抑える上で適していると言える。

図-13 に示すような地震入力 $\ddot{u}_g$ および衝突力 F_j^p を受ける1質点減衰系の運動方程式は、

$$\ddot{u}_j + 2h_j\bar{\omega}_j\dot{u}_j + \bar{\omega}_j^2 u_j = -\ddot{u}_g + \langle F_j^p \rangle = f_j(t) \quad (10)$$

ここで、 h_j ：桁 j の減衰定数、 $\bar{\omega}_j$ ：桁 j の非減衰固有円振動数で、また

$$\langle F_j^p \rangle = \begin{cases} |F_j^p| & F_j^p \geq 0 \\ -|F_j^p| & F_j^p < 0 \end{cases} \quad (11)$$

である。緩衝装置が作用する場合には、式(10)、式(11)における衝突力 F_j^p を緩衝装置による衝突緩衝力 F_j^{SA} に置き換えればよい。式(10)の各項をフーリエ変換すると、

$$\begin{aligned} \int_0^\infty \ddot{u}_j e^{-i\alpha t} dt + 2h_j\bar{\omega}_j \int_0^\infty \dot{u}_j e^{-i\alpha t} dt + \bar{\omega}_j^2 \int_0^\infty u_j e^{-i\alpha t} dt \\ = \int_0^\infty f_j(t) e^{-i\alpha t} dt \end{aligned} \quad (12)$$

ここで、 i は虚数単位である。 $u_j(t)$ と $f_j(t)$ のフーリエ変換をそれぞれ $U(\omega)$ 、 $F(\omega)$ とおくと、式(12)は以下のようになる。

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad (13)$$

ここで、 $H(\omega)$ は周波数応答関数で次式で与えられる。

$$H(\omega) = \frac{1}{\bar{\omega}_j^2 - \omega^2 + 2ih_j\bar{\omega}_j\omega} \quad (14)$$

式(13)より、入力に対する出力の応答倍率 ϕ は次式で与えられる。

$$\phi = |H(\omega)| = \frac{|U(\omega)|}{|F(\omega)|} \quad (15)$$

振動台の再現性から、緩衝装置を設けない場合と設けた場合では振動台の入力地震動は全く同一ではない。そのため、ここでは、式(15)で与えられる応答倍率 ϕ によって緩衝装置の有無による応答性状の差を評価することとした。本実験では、桁1と桁2の変位時刻歴を計測しているので、式(15)において $|U(\omega)|$ を求めることはできる。一方、 $|F(\omega)|$ は入力地震動 $\ddot{u}_g$ と衝突力 F_j^p (緩衝装置による衝突緩衝力 F_j^{SA}) の和のフーリエ振幅である。ここで、入力地震動 $\ddot{u}_g$ の時刻歴は計測されているが、衝突力 F_j^p (緩衝装置による衝突緩衝力 F_j^{SA}) の時刻歴は計測され

ていないため、 $|F(\omega)|$ を直接的に求めることはできない。

このため、桁1、桁2をそれぞれ独立した1自由度系とみなし、振動台の入力地震動 $\ddot{u}_g$ を入力、桁の応答変位 u_j を出力として、応答倍率 ϕ を次式より与えることとした。

$$\phi = \frac{|U(\omega)|}{|\ddot{U}_g(\omega)|} \quad (16)$$

ここで、 $\ddot{U}_g(\omega)$ は振動台の入力地震動 $\ddot{u}_g$ のフーリエ変換である。

緩衝装置を設けない場合と設けた場合に対して桁1、桁2の加速度時刻歴および変位時刻歴のフーリエスペクトルを求めると図-14、図-15のようになる。図-14、図-15には、振動台の入力地震動のフーリエスペクトルを併せて示している。また、図中には、フーリエスペクトルをバンド幅0.8HzのParzenウィンド¹²⁾で平滑化した結果も太線で示している。これらより、式(16)の応答倍率 ϕ を求めると、図-16に示すようになる。表-7は、図-16の応答倍率 ϕ が最大となる点をまとめた結果である。

図-14より、緩衝装置を設けない場合の加速度および変位のフーリエスペクトルは、桁1では5.63Hzで、桁2では3.84Hzでピークとなる。これらはいずれも自由振動実験から求められた桁1の固有振動数 $f_1=5.495$ Hz、桁2の固有振動数 $f_2=3.690$ Hzとほぼ等しい。フーリエスペクトルのピーク値を桁1と桁2で比較すると、加速度が $0.55\text{g}\cdot\text{s} > 0.44\text{g}\cdot\text{s}$ 、変位が $4.36\text{mm}\cdot\text{s} < 7.38\text{mm}\cdot\text{s}$ となり、加速度は桁1の応答が大きくなり、変位は桁2の応答が大きくなる。一方、緩衝装置を設けた場合には、加速度および変位のフーリエスペクトルはともに4.15Hzでピークとなり、桁1と桁2の卓越周波数が等しくなっている。また、フーリエスペクトルのピーク値は加速度と変位とともに緩衝装置を設けない場合と比べて小さくなっている。

図-16および表-7より、緩衝装置を設けたことによって、応答倍率 ϕ は、桁1では $360\text{mm/g} \rightarrow 156\text{mm/g}$ 、桁2では $256\text{mm/g} \rightarrow 253\text{mm/g}$ まで低減しており、緩衝装置による応答低減効果が表れている。また、緩衝装置を設けると、応答倍率 ϕ がピークとなる卓越周波数が桁1と桁2とともに4.27Hzと等しくなり、桁1と桁2の動特性(固有周期)が近づいている。これは、動特性の異なる2連の桁橋が、緩衝装置を介して連結され、1つの連続橋のように構造系が変化したことを意味し、前述した緩衝装置による平滑化効果の表れと解釈できる。

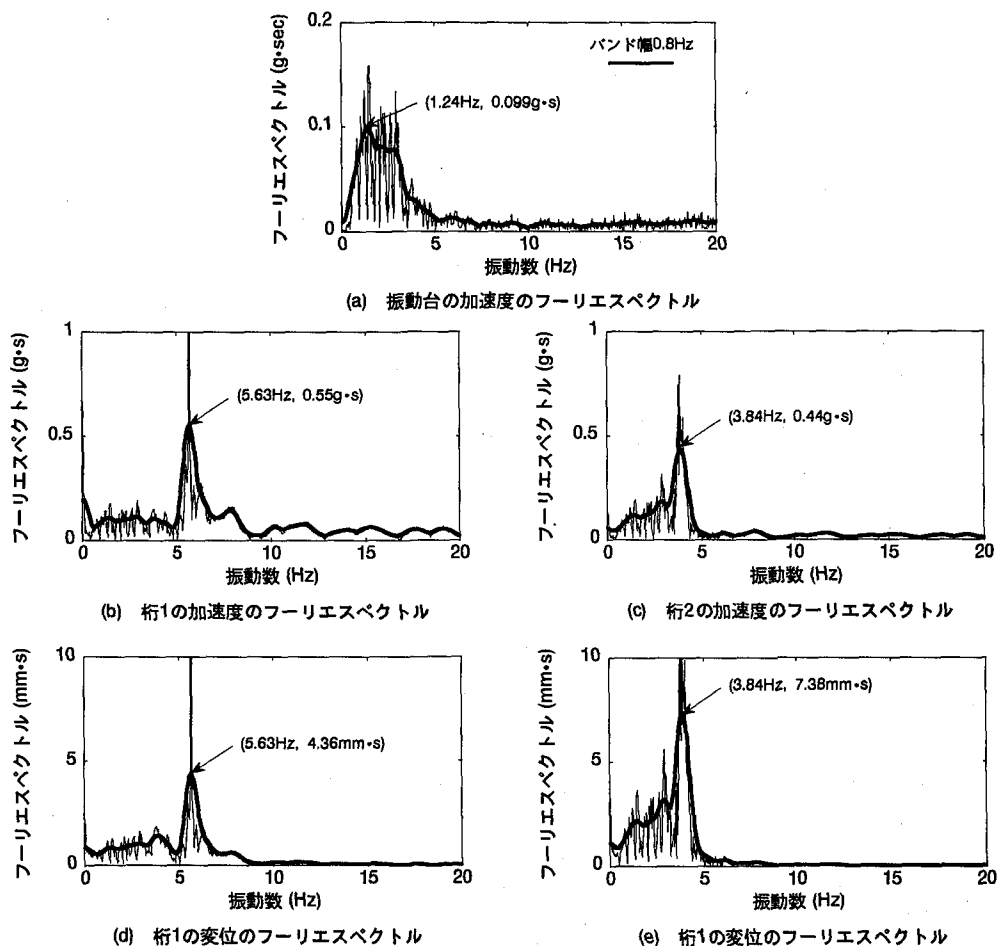


図-14 緩衝装置を設けない場合の応答加速度，応答変位のフーリエスペクトル

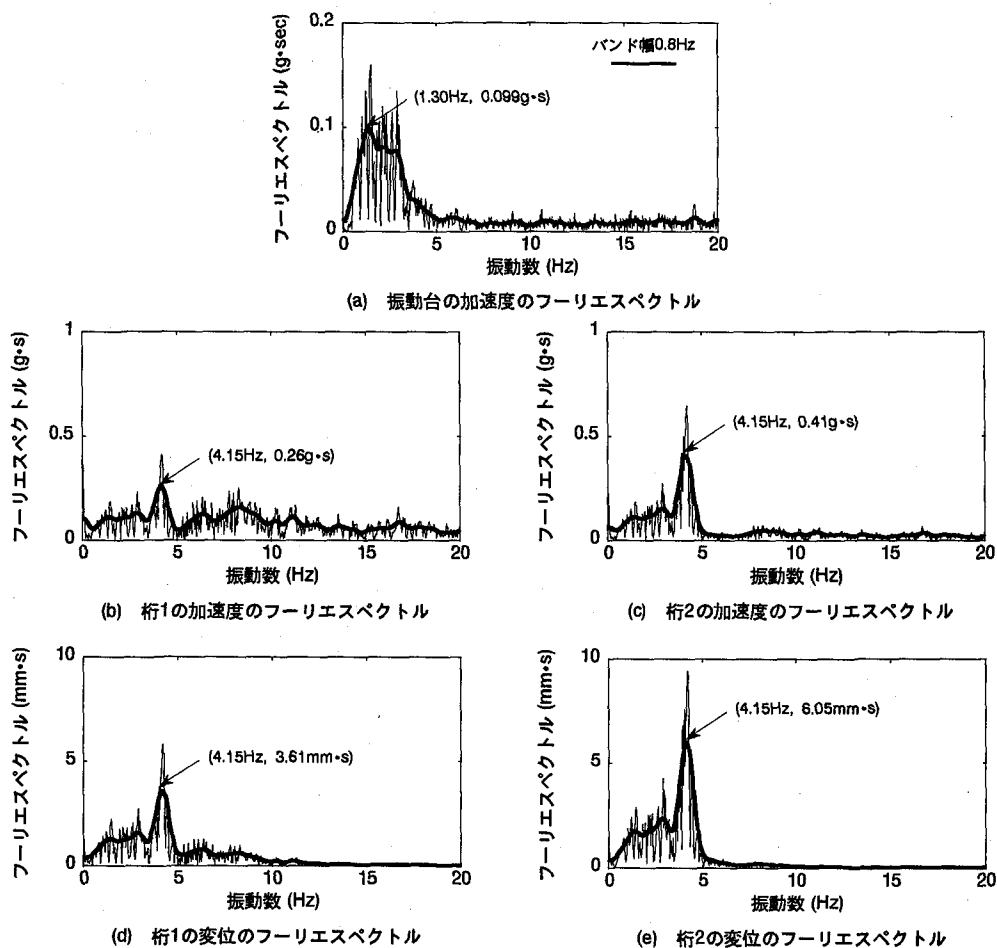


図-15 緩衝装置を設けた場合の応答加速度，応答変位のフーリエスペクトル

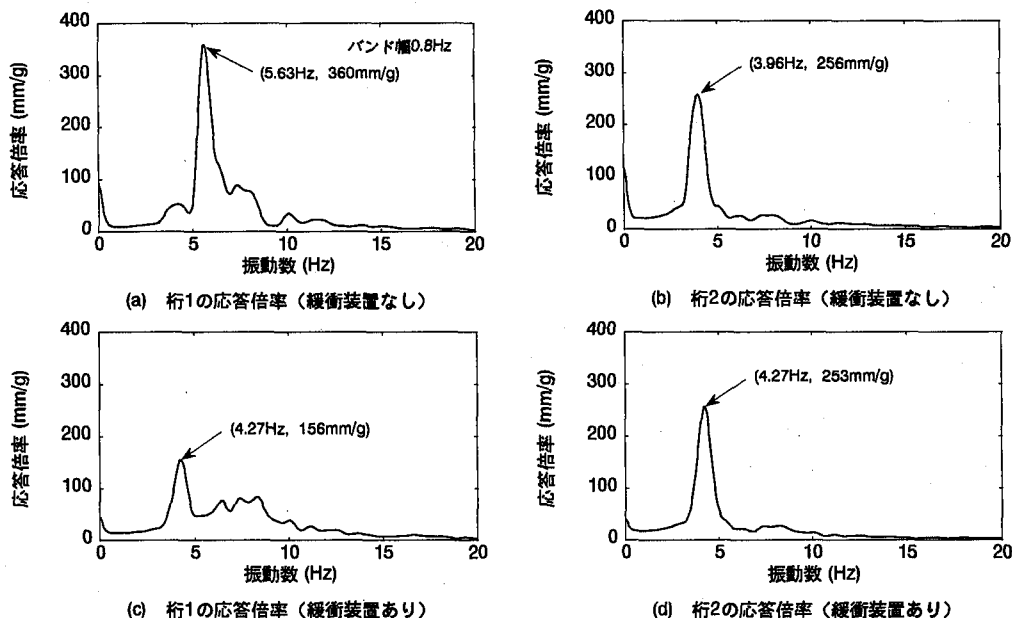


図-16 応答倍率 φ

6. 結論

本研究では、固有周期が異なる2連の桁橋の桁端部にゴム製緩衝装置を設置し、振動台実験を行い、それらによる衝突緩衝効果について検討を行った。本実験から得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) ゴム製緩衝装置を設けない場合に衝突が生じると、桁1で2.20g、桁2で1.14gのパルス状の大きな応答加速度が生じる。また、衝突により、固有周期の短い桁1の最大応答変位は増加し、固有周期の長い桁2の最大応答変位は減少する。衝突による桁の応答変位の平滑化の度合いを式(2)により平滑化係数 κ で評価すると、衝突が起こらない場合には2.98であったものが衝突が起こった場合には1.88と小さくなり、衝突が2連の桁の応答変位を平滑化させる方向に作用したことがわかる。
- 2) 衝突は6回生じているが、衝突形態としては追突型と正面衝突型の2通りである。それぞれに対して、平均衝突力および桁に生じる平均応力を求めると、最も大きい場合で56N、9.4kPa程度となり、弾性範囲内にある。
- 3) 緩衝装置を設けることにより、パルス状の応答加速度が低減される。入力地震動のフーリエスペクトルに対する応答変位のフーリエスペクトルの比を式(16)により応答倍率と定義し、桁1と桁2に対して求めるとそれぞれ156mm/g、253mm/gとなり、緩衝装置による地震応答の低減効果が表れている。
- 4) 緩衝装置を設けると、緩衝装置を設けない場合より、平滑化係数 κ が1に近づき、桁1と桁2の応答変位の平滑化がさらに進む。応答変位の平滑化が進むと、2つの桁が連結され、あたかも1つの連続橋のように応答し、緩衝装置が変位ストッパーとして機能するため、桁の応答変位を抑える上で好ましい。

謝辞

本実験に際して、ゴム製緩衝装置の製作にあたっては(株)横浜ゴムの黒田益夫課長、島ノ江哲氏に大変お世話になりました。

参考文献

- 1) Skinner, I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H.: *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley & Sons, USA, 1993, 川島一彦, 北川良和監訳: 免震設計入門, 鹿島出版会, 1996
- 2) 板橋美保, 川島一彦, 庄司学: 水平地震力分散式橋梁の地震力低減係数に関する研究, 東京工業大学耐震工学研究グループ, TIT/EERG 98-7, 1998
- 3) 川島一彦, 庄司学: レベル2地震動に対する免震橋用落橋防止システムの開発, 第2回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.291-294, 1997.11
- 4) 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, 1997.3
- 5) 庄司学, 川島一彦, 渡邊学歩, 河野哲也: 高面圧下におけるゴム製緩衝装置の地震時繰り返し圧縮特性, 第53回年次学術講演会講演概要集第1部(B), 土木学会, pp.320-321, 1998.10
- 6) Kawashima, K. and Penzien, J.: Correlative investigation on theoretical and experimental dynamic behavior of a model bridge structure, Report No. EERC 76-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976
- 7) Jankowski, R., Wilde, K. and Fujino, Y.: Pounding of Superstructure Segments in Isolated Elevated Bridge During Earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp.487-502, 1998
- 8) Abdel-Ghaffar, S. M., Maragakis, E. and Saïdi, M.: Effects of the hinge restrainers on the response of the aptos creek bridge during the 1989 Loma Prieta Earthquake, *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 2, pp.167-189, 1997
- 9) Desroches, R. and Fenves, G. L.: Evaluation of recorded earthquake response of a curved highway bridge, *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 3, pp.363-386, 1997
- 10) 庄司学, 川島一彦: 桁間衝突を低減するための緩衝装置の有効性, 第1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.203-206, 1998.1
- 11) 伊津野和行, 児島孝之, 鈴木亮介, 和田教志, 吉野伸: ゴム材の圧縮変形を利用した反力分散装置のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.299-309, 1998.7
- 12) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994