

5. 桁間の衝突と落橋防止構造の作用力

5-1. はじめに

落橋防止構造は1964年新潟地震による落橋を契機として桁の落下防止対策として考案された我が国固有の技術である。現在では、米国、ヨーロッパ諸国等、各国で桁の落下という最悪の状態を防止するための切り札として採用されている。しかし、支承や落橋防止構造等は高欄等とならんで「付属品」と呼ばれ、その重要性の割にはあまりにも低い位置づけしか与えられていない。落橋防止構造の種類や設計地震力については1971年道路橋耐震設計指針にはじめて規定されたが、ここでは単純桁を想定して固定支承に作用する地震力よりも多少大きめの地震力を用いるという単純な考え方に基づいて、死荷重反力に設計震度を乗じた値の1.5倍が設計地震力として規定されていた。この考え方は1980年道路橋示方書でもそのまま踏襲され、ようやく1990年道路橋示方書になって連続橋としての概念が取り入れられた。しかし、まだ落橋防止構造に対しては震度法に基づく設計体系のままであった。

もとより、連続橋では、落橋防止構造に作用する地震力は死荷重反力に比例する必然性はないが、兵庫県南部地震以前には、落橋防止構造が有効に機能するような強い地震の洗礼を受けた経験がなかったこと、落橋防止構造の効果やそこに作用する地震力に関する研究がほとんどなかったことから、従来通りの設計法が踏襲されたのである。唯一、落橋防止構造の被害としては1993年釧路沖地震で一般道道の初音橋において鋼板式落橋防止構造の固定ボルトが破断し、落橋防止構造が意外に弱いのではないかと思わせる被害が生じていた¹⁴⁾。しかし、一般には強い関心を集めないままに1995年兵庫県南部地震を迎えた。

兵庫県南部地震では強烈な断層近傍地震動により各種の地震被害が生じたが、なかでもフェールセーフ機能を有するべき落橋防止構造が被害を受けたり、桁間の衝突や桁間連結装置を介した地震力の伝達に起因する被害が生じ、初めて落橋防止構造のあり方やこれに用いる設計地震力に関心が集まった⁸⁾。

兵庫県南部地震では、鋼製支承にも多大な被害が生じ、これが支承の強度不足や可動移動量の不足、さらには固定支承に対する地震力の集中や上下部構造間に相対変位を許さない構造等に原因があったことから、兵庫県南部地震以後、積層ゴム支承に大きく切り替わっていった。これにより、支承としての耐震性は高まったが、上下部構造間に相対変位が生じやすくなり、橋の固有周期によっては桁が大きく変位する結果、隣接桁どうしが衝突したり、これにより過度な地震力が隣接桁に伝えられ、支承や桁の地震被害が生じるといった新たな被害が生じるのではないかと懸念されている。

こうした点から、兵庫県南部地震以後、桁間の衝突の影響や落橋防止構造に作用する地震力を明らかにし、新しい落橋防止構造、緩衝構造を開発しようという試みが各所で行われるようにな

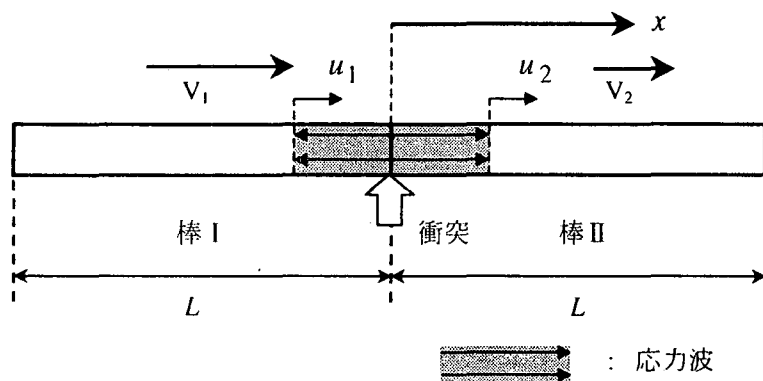


図 5-1 衝突ばねを用いた桁間の衝突のモデル化

ってきた。ここでは、こうした試みのいくつかを紹介する。

5-2. 桁間の衝突とそのモデル化

1) 衝突ばねを用いたモデル化と適用性

衝突現象を解析するためには、剛体衝突モデルや弾性波動論を用いた解析があるが、非線形性を考慮して構造解析するためには適用性に限界がある。離散型構造解析モデルに用いるために提案されたのが衝突ばねである。衝突ばねを用いて隣接桁間の衝突を見込んだ橋の地震応答解析を初めて行ったのは Tseng and Penzien である^{2,8)}。桁間の相対変位が遊間よりも小さくなれば衝突力を伝え、反対に相対変位が遊間よりも大きくなれば衝突力を伝えないという衝突ばねによって衝突現象をモデル化し、1971年サンフェルナンド地震で落橋した5/14曲線橋を対象とした解析を行った。しかし、Tseng and Penzienが取り扱ったのは桁間の完全塑性衝突であり、これでは地震時に桁間に実際に生じる桁の応答を正しく解析することはできない。これを完全弾性衝突として解析を行ったのは Kawashima and Penzien である¹¹⁾。Kawashima and Penzien は衝突ばねによる解析方法を修正して5/14曲線橋モデルに対する模型振動実験結果をうまく再現できることを示した。これについては後述する。さらに、川島は桁を弾性棒にモデル化し、衝突ばねを用いた衝突の解析と弾性波動論による解析との比較から、ばね定数の与え方や積分時間間隔を提案した¹²⁾。さらに、渡邊、川島はこうした解析をさらに拡張し、弾性波動論との比較検討から積分時間間隔に関して再提案を行うと同時に、衝突力に関する検討を行なっている³¹⁾。

こうした検討結果に基づけば、桁間の衝突をモデル化するためには、図 5-1 に示すようにモデル化すればよい。衝突ばね k および衝突力 R は桁間の相対変位に応じて以下のように与えられる。

$$k = \begin{cases} k_I & \Delta u < -u_G \\ 0 & \Delta u \geq -u_G \end{cases} \quad (5.1)$$

$$P_I = \begin{cases} k_I(\Delta u - u_G) & \Delta u < -u_G \\ 0 & \Delta u \geq -u_G \end{cases} \quad (5.2)$$

ここに、

$$\Delta u = u_2 - u_1 \quad (5.3)$$

ここで、 u_1 、 u_2 はそれぞれ桁 1、桁 2 の応答変位、 u_G は桁間の初期遊間、 k_I は衝突ばねの剛性である。問題は、衝突ばねの剛性および積分時間間隔 Δt をどのように選定するかである。後述する弾性波動論との比較検討に基づけば、基本的には、以下のように設定するのがよい。

(1) 衝突ばねの剛性

桁を離散型骨組み構造モデルにモデル化した場合に、1つの梁要素の軸方向剛性と同程度に衝突ばねの剛性 k_I をとるのがよい。すなわち、長さ L 、軸剛性 EA の桁を n 分割するとすれば、剛性比 γ を以下のように取ればよい。

$$\gamma = 1-2 \quad (5.4)$$

ここで、

$$\gamma = \frac{k_I}{k_B} = \frac{k_I}{nEA/L} \quad (5.5)$$

(2) 積分時間間隔

積分時間間隔 Δt は、圧縮波が桁の長さの 2 倍の距離を伝播するに要する時間が短い方の桁の伝播時間 T_I より短くとる事が望ましい。すなわち、

$$\Delta t < T_I \quad (5.6)$$

ここで、

$$T_I = \min(T_{I1}, T_{I2}) \quad (5.7)$$

$$T_{I1} = \frac{2L_1}{C_1} ; T_{I2} = \frac{2L_2}{C_2} \quad (5.8)$$

ここで、 T_{I1} 、 T_{I2} はそれぞれ桁 1、桁 2 の基本衝突時間、 L_1 、 L_2 は桁 1、桁 2 の長さ、 C_1 、 C_2 は桁 1、桁 2 の縦波の伝播速度で、次式で与えられる。

$$C_1 = \sqrt{E_1/\rho_1} ; C_2 = \sqrt{E_2/\rho_2} \quad (5.9)$$

ここで、 E_1 、 E_2 は桁 1、桁 2 の弾性係数、 ρ_1 、 ρ_2 は桁 1、桁 2 の密度である。

2) 弾性波動論と剛体の衝突

前節では衝突ばねを用いた離散型骨組み構造解析におけるモデル化について示したが、本節では弾性波動論との比較に基づいて式(5.4)、(5.6)の根拠を示そう^{12) 31)}。

(1) 弾性波動論に基づく棒の衝突

桁間には、一般にエキスパンションジョイントや落橋防止構造があり、実際の衝突現象は複雑であるが、いまこれを簡単に 2 本の弾性棒の衝突問題にとらえると、弾性波動論による解が得られる。いま、2 本の棒 (棒 1、棒 2) が縦方向に衝突する場合には、棒が接触してから離反する

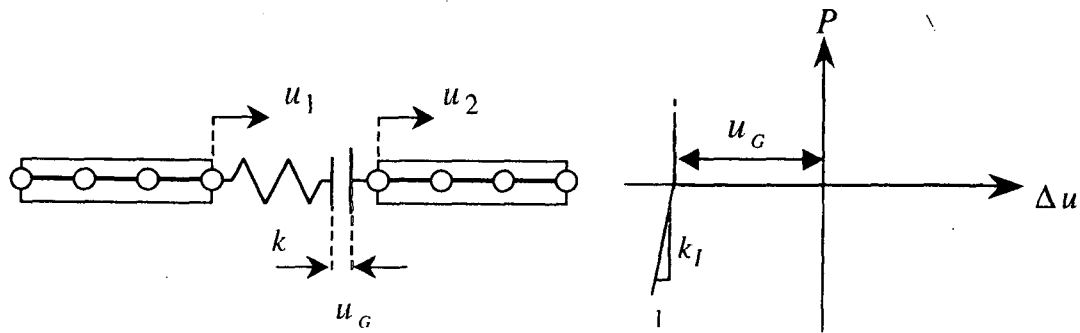


図 5-2 弾性棒の衝突とそれに伴う応力波の伝播

までの一連の過程は棒内部を伝わる応力波の伝播に基づいて解析することができる。応力波によって生じる棒の変位を u とすれば、運動方程式は、

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (5.10)$$

ここで、 C は式 (5.9) と同じ波動伝播速度であり、改めて定義すると、

$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (5.11)$$

ここに、 ρ は棒の密度、 E は棒の弾性係数である。

式 (5.10) の解は一般にダランベール解として、次式のように与えられる。

$$u(x, t) = f(x + Ct) + g(x - Ct) \quad (5.12)$$

いま、図 5-2 に示すように断面積 A_1 、弾性係数 E_1 を有する棒 1 が速度 V_1 で、また、断面積 A_2 、弾性係数 E_2 を有する棒 2 が速度 V_2 でそれぞれ縦方向に運動する場合を考える。棒 1、棒 2 内の粒子の変位は、

$$u_1 = f(x + C_1 t) ; u_2 = g(x - C_2 t) \quad (5.13)$$

したがって、棒内部の応力度は、

$$\sigma_1 = E_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} = E_1 f'(x + C_1 t) ; \sigma_2 = E_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} = E_2 g'(x - C_2 t) \quad (5.14)$$

また、棒 1、棒 2 内部の各点の速度 (粒子速度) v_1 、 v_2 は、

$$v_1 = V_1 + \frac{\partial u_1}{\partial t} = V_1 + C_1 f'(x + C_1 t) ; v_2 = V_2 + \frac{\partial u_2}{\partial t} = V_2 - C_2 g'(x - C_2 t) \quad (5.15)$$

衝突開始の瞬間における衝突面での作用力及び粒子速度の連続条件から f' 、 g' を定めると、

$$\sigma_1 = \frac{A_2 E_1 E_2 (V_1 - V_2)}{A_2 E_2 C_1 + A_1 E_1 C_2} ; \sigma_2 = \frac{A_1 E_1 E_2 (V_1 - V_2)}{A_2 E_2 C_1 + A_1 E_1 C_2} \quad (5.16)$$

$$v_1 = v_2 = \frac{A_1 E_1 C_2 V_1 + A_2 E_2 C_1 V_2}{A_2 E_2 C_1 + A_1 E_1 C_2} \quad (5.17)$$

次に、棒 2 側を考え、これが初速度 V_0 で棒 1 と衝突すると、棒 2 内部の加速度は次のように

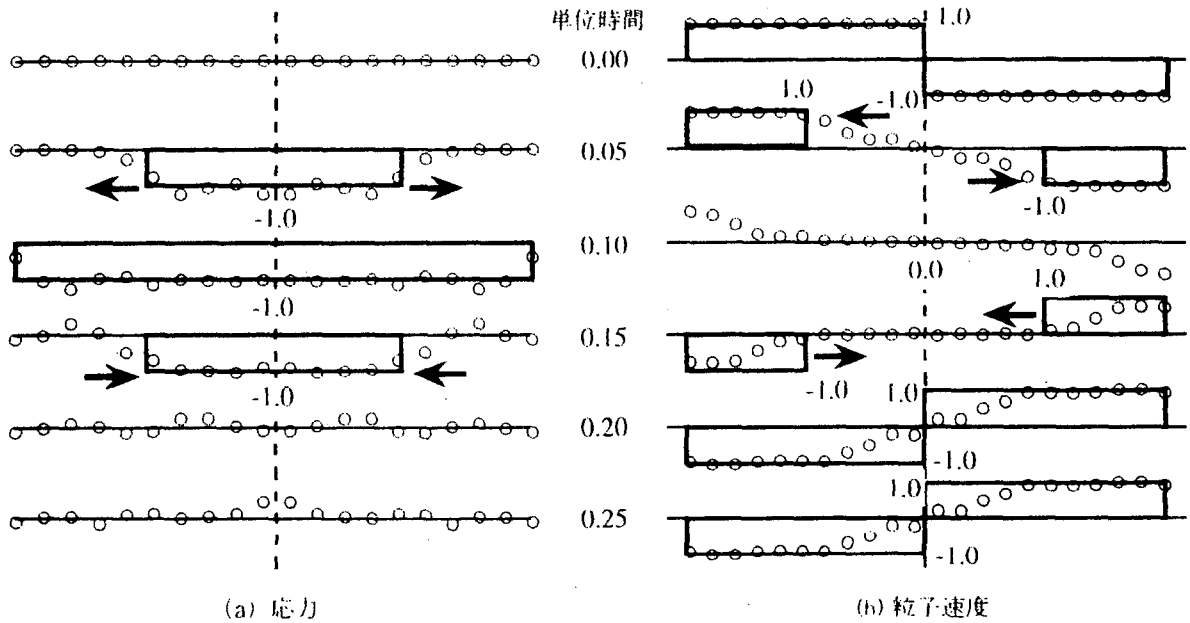


図 5-3 等長、等断面の 2 本の棒が正面衝突する場合の応力伝播と粒子速度の変化

なる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{C\sigma_0}{E} \delta(t - \frac{x}{C}) \quad (5.18)$$

ここで、 $\delta(t-x/C)$ は Dirac の delta 関数であり、 $x-Ct=0$ の時に無限大の値をとる。すなわち、棒内部の任意の点 $x=l_s$ においては、波動が通り過ぎる瞬間 ($t=l_s/C$) に加速度は無限大に大きくなる。これに対して、時刻 $t=l_s/C$ において、位置 $x=l_s$ の微小区間 Δx に作用する慣性力 F_l は、

$$F_l = \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \Delta x = \int_{l_s-\Delta x/2}^{l_s+\Delta x/2} \rho A C \frac{\sigma_0}{E} \delta(t - \frac{x}{C}) dx = A\sigma_0 \quad (5.19)$$

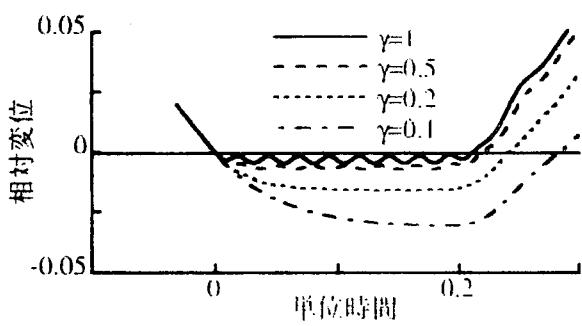
すなわち、衝突によって生じる加速度は無限大になるが、物体力としての慣性力は無限大とはならず有限の値をとる。その値は、軸方向に伝播する衝撃力と等しい。

(2) 等長、等断面の 2 本の棒の正面衝突

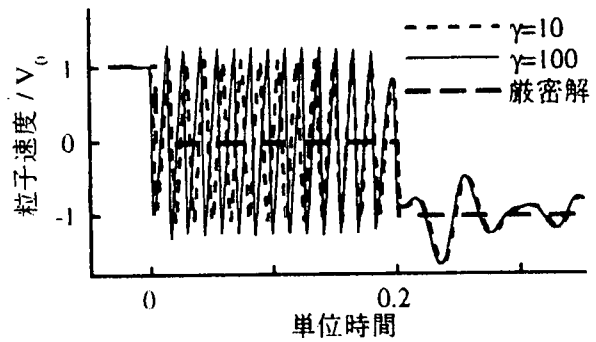
以上のような波動論に基づいて、等長、等断面の 2 本の棒が反対方向にそれぞれ初速度 V_0 、 $-V_0$ で運動する場合を考えてみよう。この場合には、 $A_1=A_2=A$ 、 $L_1=L_2=L$ 、 $E_1=E_2=E$ 、 $C_1=C_2=C$ 、 $V_1=V_0$ 、 $V_2=-V_0$ であるから、式(5.16)、(5.17)から、衝突面での応力 σ および粒子速度 v は次のようになる。

$$\sigma = \frac{E(V_1 - V_2)}{2C} = \frac{EV_0}{C} ; v = \frac{V_1 + V_2}{2} = 0 \quad (5.20)$$

すなわち、この場合には、棒 1 と棒 2 が衝突すると、応力波が棒 1、棒 2 内部を伝播し、反対側 (非接触面) に達し、そこで全反射して再び接触面に帰ってくる。これによって、棒 1 の速度



(1) 2本の棒間の相対変位



(b) 衝突面の粒子速度

図 5-4 剛性比 γ と2本の棒間の相対変位及び衝突面の粒子速度の関係

は $-V_0$ に、また、棒2の速度は V_0 に変化し、接触が終わって2本の棒は離れていく。したがって、この場合には、棒の長さの2倍の距離を応力波が伝播する時間が衝突継続時間 T_I となる。

$$T_I = \frac{2L}{C} \quad (5.21)$$

以上の接触の開始、接触の継続、離反の過程を棒内部の応力および粒子速度の時間変化として示した結果が、図5-3である。なお、ここでは、式(5.21)によって与えられる衝突継続時間 T_I を無次元化するため0.2単位時間として示している。応力波が伝播し圧縮応力が生じるが、これが衝突面から非衝突端方向に伝播していき、非衝突端で全反射した後、圧縮応力を順次うち消しながら再び衝突面に帰ってきた段階で衝突が終わる過程を表している。粒子速度は、当初は棒1では $+V_0$ 、棒2では $-V_0$ であるが、圧縮波の伝播とともに順次0となり、自由端で全反射した後は、棒1では $-V_0$ 、棒2では $+V_0$ の領域が拡大し、やがて、圧縮波が衝突面に到達した段階で、棒1、棒2はそれぞれ衝突前とは反対方向の速度を持つことにより接触を終え、互いに離れていく。

図5-3中には、前節に示した衝突ばねを用いた解析結果も示している。ここでは、2本の棒をそれぞれ10等分して線形梁要素によってモデル化し、式(5.5)による剛性比 $\gamma=1.0$ とし、さらに、積分時間は T_I の $\sqrt{10}/2000$ と十分小さくした場合(式(5.6)を満足している)の結果を示している。これによれば、衝突ばねを用いて動的解析すれば、応力フロントにおける応力勾配は波動論解のようにシャープではないが、棒内部の応力波の伝播、粒子速度の変化の特徴を良く表せる。

図5-4は、衝突ばねの剛性(式(5.5)による剛性比で表現)を変化させた場合に2本の棒間の相対変位と衝突面における粒子速度がどのように変化するかを示した結果である。 $\gamma < 0.5$ にすると、棒間のオーバーラップが大きくなりすぎ、衝突現象を表すためには適当ではない。反対に、 $\gamma > 1$ にすると小刻みに接触と離反を繰り返す、粒子速度が大きく振動するようになる。結局、 $\gamma = 1 \sim 2$ 程度にした場合に、棒間の相対変位の変化や棒の粒子速度の変化の様子を最もリアルに表現することができる。

次に、剛性比 γ が衝突力にどのように影響するかを示した結果が、図5-5である。この場合

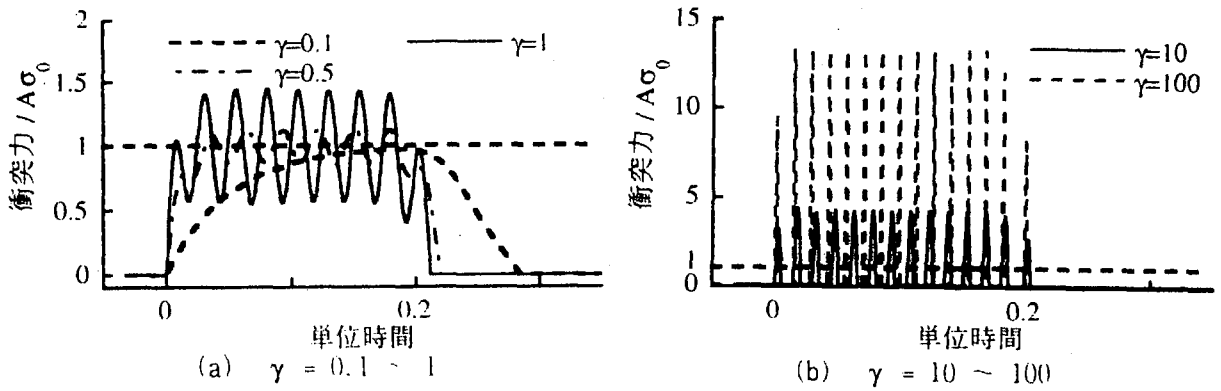


図 5-5 剛性比 γ が衝突力に及ぼす影響

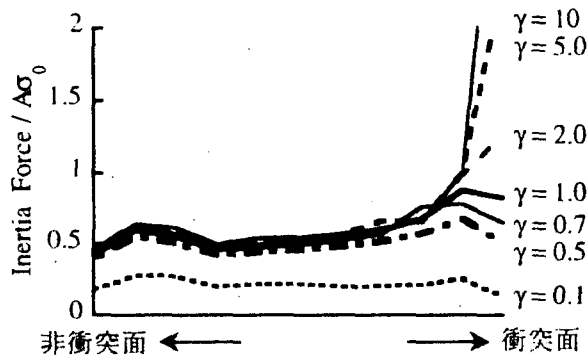


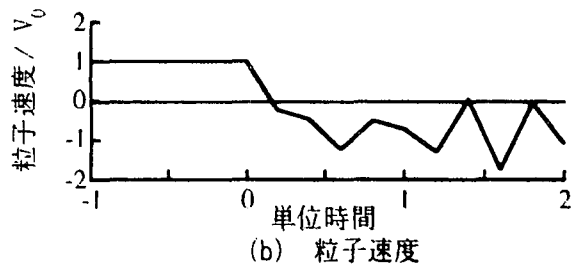
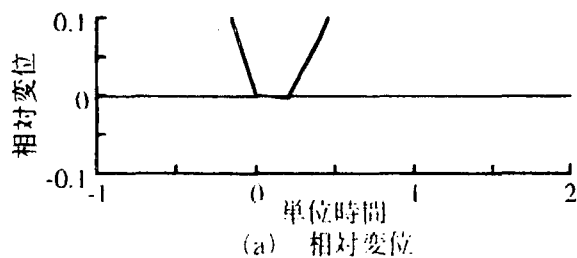
図 5-6 剛性比 γ が慣性力の最大値に及ぼす影響

には、 $0.5 < \gamma < 2$ 程度であれば、比較的正確に近い衝突力を与える。しかし、これ以上 γ を大きくすると、計算によって求められる衝突力は厳密解よりも極めて大きくなる。図 5-6 は棒内部に生じる慣性力の分布としてこれを示した結果である。接触面から少し離れると慣性力は剛性比 γ によってそれ程変わらないが、接触面においては γ によって大きく慣性力は変化する。

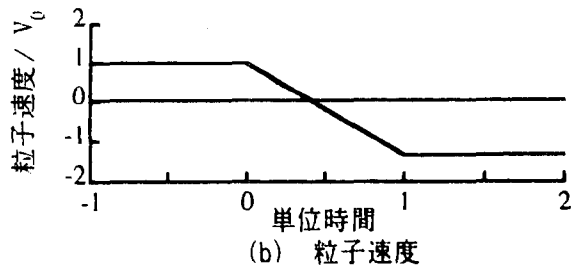
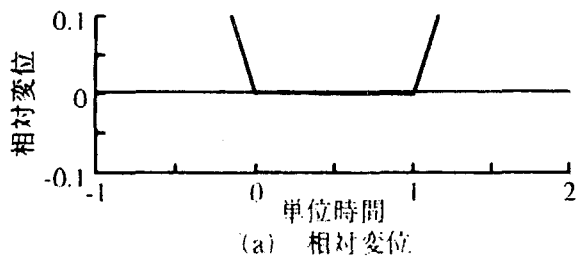
最後に、図 5-7 は積分時間間隔 Δt をいろいろ変化させた場合の棒間の相対変位と衝突面における粒子速度の変化を示した結果である。式(5.21)による衝突継続時間 T_f で無次元化し、積分時間間隔を $\Delta t / T_f = 5$ とすると、衝突継続時間内の応答は把握できないし、衝突継続時間も長く評価されるが、棒の衝突、接触、離反という衝突の基本的な特性だけは再現されている。ただし、これは等長、等断面の棒の衝突に限られた場合であり、一般にはこのようにはならない。これについて以下に示そう。

(3) 不等長の棒が追突する場合

以上は、等長の棒の衝突であるが、不等長の棒が衝突した場合はもっと複雑な現象となる。いま、棒 2 の長さが棒 1 の 2 倍 ($L_1 = L$ 、 $L_2 = 2L$) で、棒の初速度が $V_1 = 2V_0$ 、 $V_2 = V_0$ の場合を考えよう。この場合の棒 1、棒 2 内の応力度と粒子速度の変化は図 5-8 のようになる。図中には後述する衝突ばねを用いた場合の解析結果も示している。衝突が起こると圧縮波が伝播してい



(1) $\Delta t/T_l = 1.0$ の場合



(2) $\Delta t/T_l = 5.0$ の場合

図 5-7 棒間の相対変位と衝突面における粒子速度の変化によって表した積分時間間隔の影響

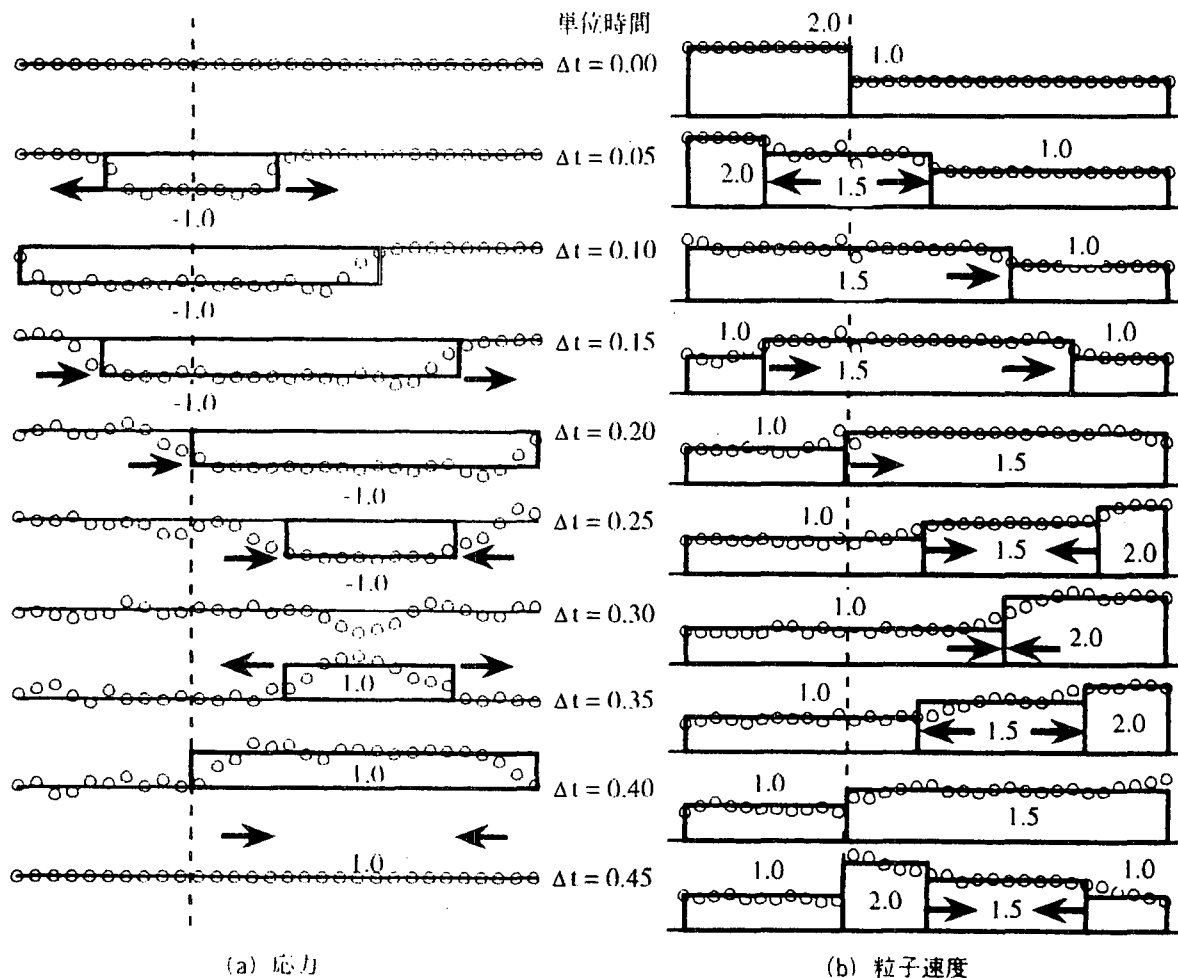
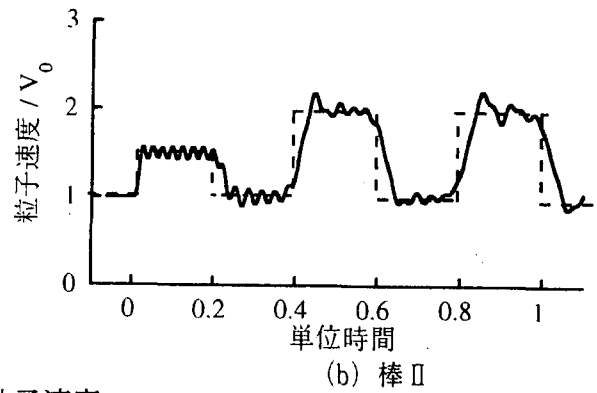
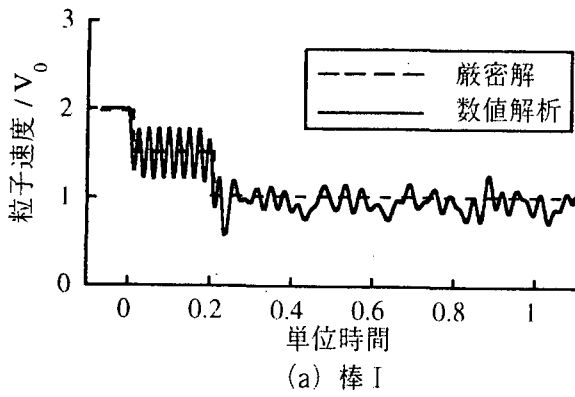
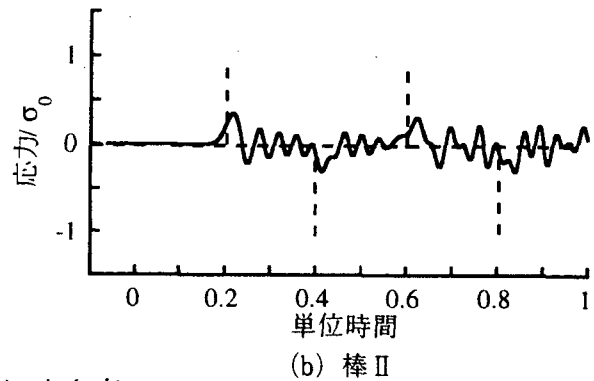
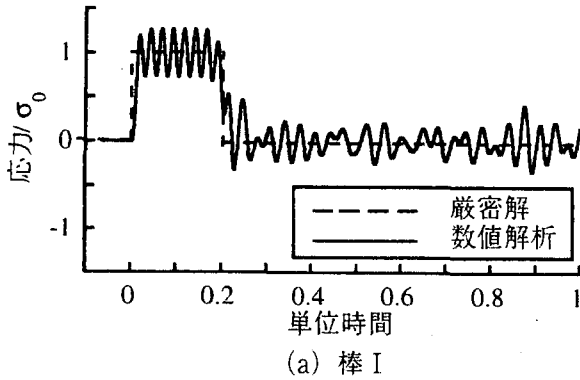


図 5-8 不等長、等断面の 2 本の棒が追突する場合の応力伝播と粒子速度の変化



(1) 粒子速度



(2) 応力度

図 5-9 不等長、等断面の 2 本の棒が追突する場合の衝突面における応力と粒子速度の時間変化

き、 $V_0/2$ だけ棒 1 では粒子速度が減少し、棒 2 では粒子速度が増加する。やがて、短い棒 2 の方が早く非接触端で圧縮波が全反射し、衝突面に帰ってきた段階（0.2 単位時間）では棒 1 の速度は $2V_0$ から V_0 に変化している。このときには、棒 2 では圧縮波が自由端に達し、速度が V_0 から $1.5V_0$ に変化する。

この段階では、棒 1 内部の応力は 0 であるため、等長の棒の衝突であれば、この時点で衝突は完了するはずである。しかし、この場合には、棒 2 の衝突面ではまだ圧縮状態にあるため、0.2 単位時間が経過しても依然として棒 1 と棒 2 の接触は保たれたままとなり、棒 1 を伝わってきた応力波は棒 2 の側に伝播する。そして、棒 2 の自由端で全反射した圧縮波が再び衝突面に帰ってくる 0.4 単位時間後に、棒 1 の全領域で粒子速度は V_0 に、棒 2 の全領域で粒子速度が $1.5V_0$ となり、衝突が終了する。しかし、ここで重要な点は、棒 2 内部ではまだ圧縮波の伝播は続いており、図 5-8 に示すように、0.45 単位時間後には棒 2 の粒子速度は左側の 1/4 区間では $2V_0$ に、右側の 1/4 区間では V_0 になることである。すなわち、衝突後にも棒 2 は振動を続けながら棒 1 から離れていく。

図 5-9 は衝突面における粒子速度および応力度の時間的変化を示した結果である。図中には、後述する衝突ばねを用いた場合の解析結果も示している。棒 1 では 0.2 単位時間後には粒子速度は V_0 、応力度は 0 となるのに対して、棒 2 では 0.4 単位時間経過後も粒子速度、応力度とも

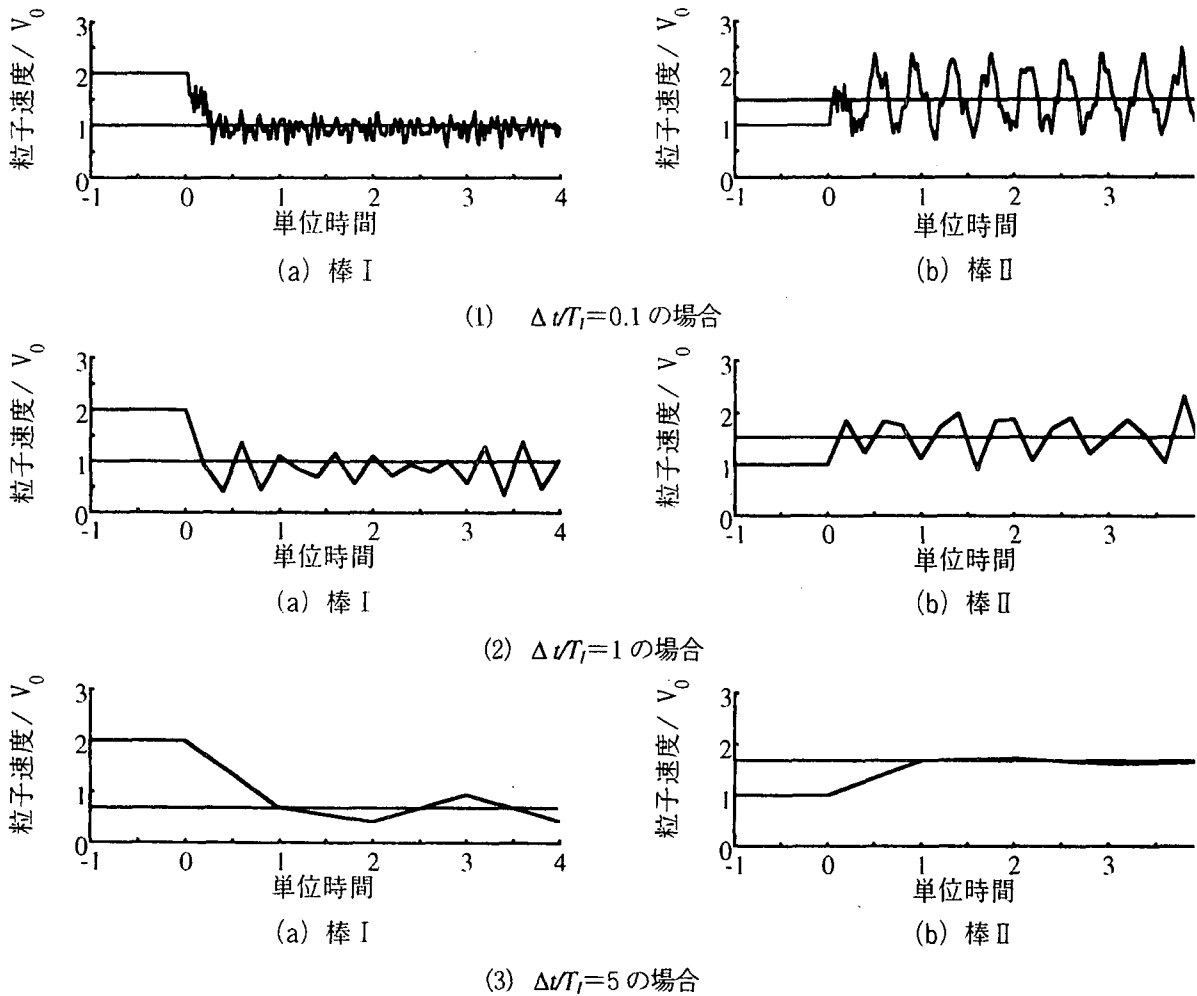


図 5-10 衝突面における粒子速度によって表した積分時間間隔の影響

0.4 単位時間の周期で時間的に変化する。

このような不等長の棒の衝突を衝突ばねを用いて解析した。棒 1 を 10 分割、棒 2 を 20 分割し、その他の条件は等長の棒の衝突の場合と同じである。この結果が前出の図 5-8、図 5-9 に示されている。これによれば、衝突ばねを用いた解析結果は波動論による結果と良く一致している。

図 5-10 は、衝突面における粒子速度の時間変化によって積分時間間隔の影響を検討した結果である。ここで重要な点は、積分時間間隔が $\Delta t/T_1=0.1$ の場合には、衝突によって粒子速度は、棒 1 では $2V_0$ から V_0 に、また、棒 2 では V_0 から $1.5V_0$ にそれぞれ変化し、さらに、棒 2 では衝突後に粒子速度が $1.5V_0$ を中心として周期 0.4 単位時間で $\pm 0.5V_0$ の範囲で変化することを解析できているのに対して、積分時間間隔を $\Delta t/T_1=5$ と長くすると、衝突によって粒子速度は、棒 1 では $2V_0$ から $2/3V_0$ に、また、棒 2 では V_0 から $5/3V_0$ にそれぞれ変化し、さらに、棒 2 では衝突後に粒子速度が周期 0.4 単位時間で変化することを解析できない点である。以上のように、等長の棒の衝突では積分時間間隔が $\Delta t/T_1 > 1$ でも衝突後の棒の速度をおおむね正しく解析できるのに対して、不等長の棒の衝突では $\Delta t/T_1 > 1$ とすると、衝突後の棒の速度を正しく解析できない。これは、上述したように、衝突後にも棒 2 では振動が残るが、積分時間間隔が長いと棒内部の波

動の伝播を終えないために、こうした点が解析に考慮されないためである。

(4) 剛体の衝突と弾性波動論との違い

ここで、剛体どうしの衝突と弾性波動論に基づく衝突の違いを考えてみよう。いま、棒の質量を $m = \rho AL$ とおくと、上述した等長の棒の衝突では、質量 m の剛体 1 と剛体 2 の衝突と考えることができる。この場合には、剛体衝突理論では運動量保存則は、

$$mV_0 - mV_0 = mV_1' + mV_2' \quad (5.22)$$

であるから、 $V_1' = -V_2'$ となる。一方、完全弾性衝突であるから、はねかえり係数 e は、

$$e = -\frac{V_2' - V_1'}{-V_0 - V_0} = 1 \quad (5.23)$$

したがって、剛体の衝突理論によれば、衝突後の速度は $V_1' = -V_0$ 、 $V_2' = V_0$ となり、弾性波動論と同じ結果を与える。

したがって、弾性波動論、剛体衝突理論いずれの場合にも、衝突前の運動エネルギーと運動量は、

$$E = \frac{1}{2}m(V_0)^2 + \frac{1}{2}m(-V_0)^2 = mV_0^2 ; P = mV_0 - mV_0 = 0 \quad (5.24)$$

これに対して、衝突後には、 $V_1 = -V_0$ 、 $V_2 = V_0$ であるから、

$$E = \frac{1}{2}m(-V_0)^2 + \frac{1}{2}m(V_0)^2 = mV_0^2 ; P = -mV_0 + mV_0 = 0 \quad (5.25)$$

となり、等長の棒の衝突の場合には、運動エネルギー、運動量とも保存される。

これに対して、不等長の棒の衝突では、衝突後の速度は弾性波動論では上述したように $V_1' = V_0$ 、 $V_2' = 1.5V_0$ となるが、剛体衝突理論では、運動量保存則、はねかえり係数の定義から、

$$m \cdot 2V_0 + 2m \cdot V_0 = m \cdot V_1' + 2m \cdot V_2' ; e = -\frac{V_2' - V_1'}{V_0 - 2V_0} = 1 \quad (5.26)$$

となり、 $V_1' = 2/3V_0$ 、 $V_2' = 5/3V_0$ となる。すなわち、不等長の棒の衝突では、弾性波動論と剛体衝突理論では衝突後の速度は異なる。運動エネルギーと運動量は、衝突前には、

$$E = \frac{1}{2}m(2V_0)^2 + \frac{1}{2}2m(V_0)^2 = 3mV_0^2 ; P = m \cdot 2V_0 + 2m \cdot V_0 = 4mV_0 \quad (5.27)$$

である。衝突後には、剛体衝突理論によれば、式(5.26)のように運動量は保存され、運動エネルギーも

$$E = \frac{1}{2}m\left(\frac{2}{3}V_0\right)^2 + \frac{1}{2}2m\left(\frac{5}{3}V_0\right)^2 = 3mV_0^2 \quad (5.28)$$

と保存されるが、弾性波動論では、

$$E = \frac{1}{2}m(V_0)^2 + \frac{1}{2}2m\left(\frac{3}{2}V_0\right)^2 = \frac{11}{4}mV_0^2 ; P = mV_0 + 2m \cdot \frac{3}{2}V_0 = 4mV_0 \quad (5.29)$$

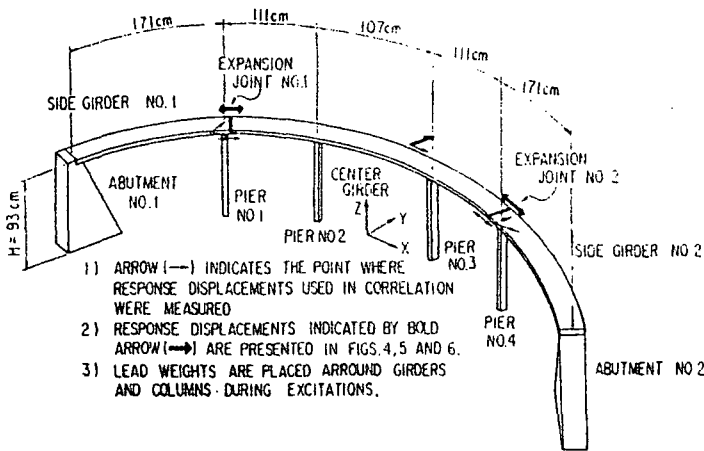


図 5-11 曲線橋模型

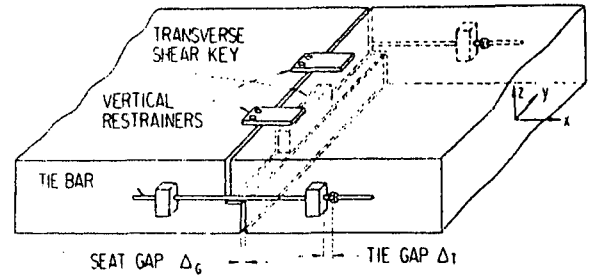


図 5-12 模型橋の継手構造

となり、運動量は保存されるが、運動エネルギーは保存されない。これは、前述したように衝突後にも棒 2 には振動が残るためである。

なお、図 5-10 に示したように、積分時間間隔を $\Delta t / T_1 \gg 1$ すると剛体衝突理論による結果を近似するようになる。これは、積分時間間隔を長くすると、棒内の波動の伝播を追えないためである。

実際の橋梁の衝突では、橋脚や支承等の存在によって上述した弾性波動論よりもさらに複雑な波動伝播が生じる。こうした状態をどこまで衝突ばねを用いた解析で再現できるかを以下では 2 種類の模型振動実験に対する解析結果から検討してみよう。

3) 模型振動実験による解析モデルの検証

(1) 曲線橋模型を用いた振動実験

川島・ペンジェンは 1971 年サンフェルナンド地震で落橋した 5/14 曲線高架橋に対する模型振動実験^{3,2)}を対象に、衝突ばねを用いた解析を行い、衝突ばねの適用性を確認した¹¹⁾。この高架橋模型は図 5-11 に示すように落橋した高架橋の主要部をモデル化したもので、2 本の橋脚で支持された中央径間と橋台及び 1 本の橋脚で支持された両側のサイド径間からなる。中央径間とサイド径間の間には図 5-12 に示す継手が設けられている。初期遊間以上に桁が近づくと桁間の衝突が起こる。また、引張方向には桁間連結装置が設けられており、初期遊間以上に桁が開くと桁間連結装置がこれに抵抗する。

このような模型橋に対する振動実験とこれに対する解析結果を 2 例紹介する。最初は地震力が小さくて、桁間に衝突が起こらない場合であり、2 例めは地震力が大きくて桁間に衝突が起こる場合である。いずれも桁間の衝突は 5.2 に示した衝突ばねを用いてモデル化した。

(a) 地震動が小さい場合

地震動が小さく、桁間が開く方向には桁間連結装置が作用するが桁間には衝突が起こらない場合の桁の応答を示すと、図 5-13 のようになる。ここには後述する動的解析結果も比較のために示している。2 力所の継手における桁間の相対変位（桁間が開く方が +）を見ると、マイナス側、

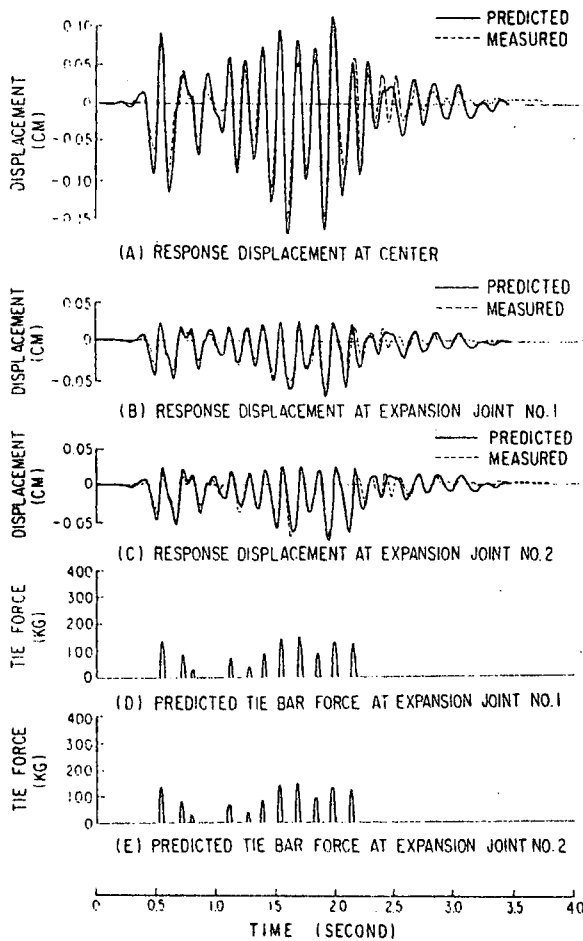
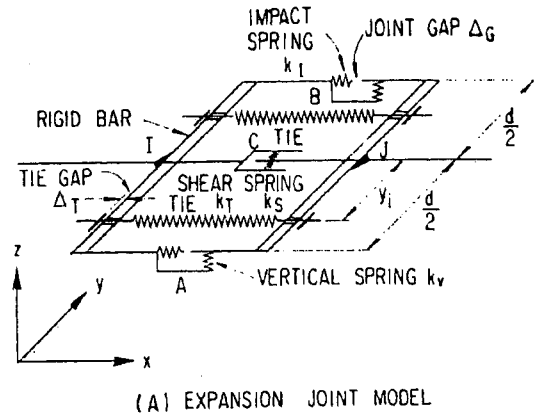
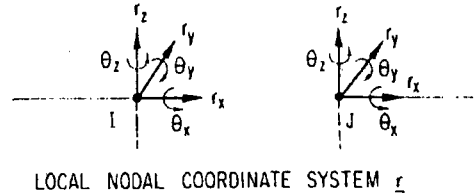


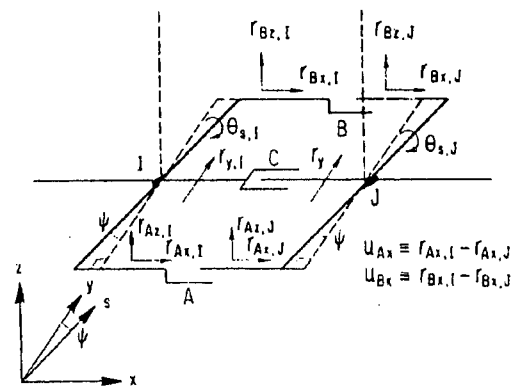
図5-13 地震力が小さい場合の模型橋の応答と解析結果



(A) EXPANSION JOINT MODEL



LOCAL NODAL COORDINATE SYSTEM \bar{r}



EXPANSION JOINT COORDINATE SYSTEM \bar{r}

(B) DEFINITION OF COORDINATES

図5-14 継手のモデル化

すなわち桁間が開く方向の方が桁間が開く方向よりも相対変位が大きい。これは桁間が開く方向に対しては桁間連結装置が作用するのに対して、桁間が開く方向に対してはまだ衝突が生じないため、摩擦力以外の抵抗がないためである。このため、桁の中央点においても橋が外側に振動する方向よりも内側に振動する方向の方が応答変位が大きくなっている。

これを非線形動的解析によって解析した結果も図5-13中に示されている。ここで、桁間連結装置は、図5-14に示すようにモデル化されている。桁のストラット作用を考慮するために、桁の両端で衝突ばねを考慮できるように2カ所に衝突ばねが取り付けられている。また、桁間連結装置は桁の両側に各1本ずつ取り付けられているため、解析でもこの位置に桁間連結装置を考慮している。積分時間間隔は1/100秒とし、これによって求めた解の精度が不十分な場合には積分時間間隔を細分化し、さらにイテレーションを用いて解の精度を高めている。図5-13によれば、継手における相対変位や桁中央部の応答変位を良く解析できることがわかる。また、図5-

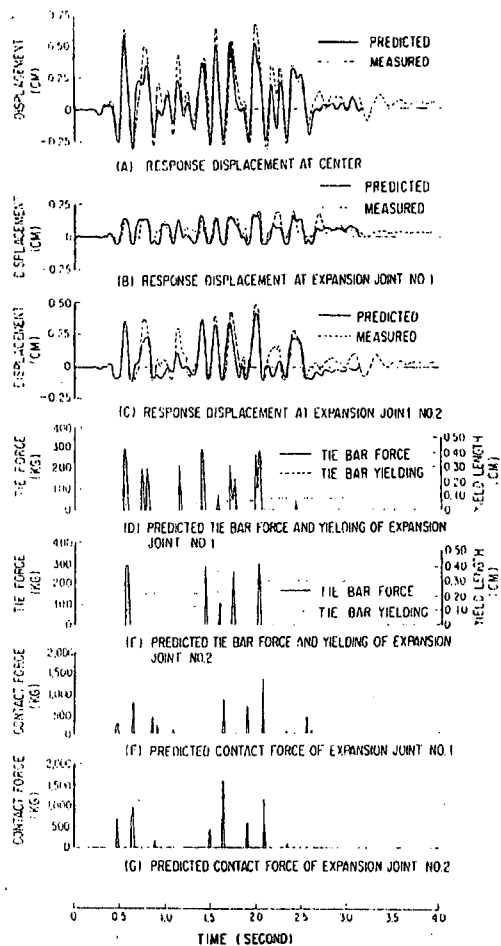


図 5-15 地震力が大きい場合の模型橋の応答と解析結果

13には解析で求めた桁間連結装置に生じる作用力も示している。これについては実測値がないが、計算によればまだ桁間連結装置は降伏していない。

(b) 地震動が大きい場合

地震動を大きくし、桁間に衝突が起こった場合の応答が図 5-15 である。ここには後述する動的解析結果も比較のために示している。先ほどの図 5-13 と比較すると、桁の応答が格段に大きくなっている。継手の応答を見ると、継手 2の方が継手 1よりも大きな相対変位が生じているが、いずれの継手においてもマイナス側、すなわち桁が閉じる方向には初期遊間に達した段階で衝突が起こる。一方、桁が開く方向には桁間連結装置が抵抗するが、地震力が大きいと桁間連結装置が降伏し、初期遊間以上に桁間が広がっている。初期遊間の影響で、継手 1の方が継手 2よりも桁間が開く方向の応答が大きくなっている。曲線橋であり、両端を橋台で支持されているため、桁が内側に振動し桁間が衝突すると、両端の橋台を支点としてアーチ状に抵抗する。この方向の剛性は大きいと、図 5-15 に示すように、桁中央部では外側に桁が振動する方向よりも内側に振動する方向の方が応答変位が小さくなっている。

これを非線形動的解析によって解析した結果を見ると、継手における衝突と桁間連結装置の影響をうまく再現できていることがわかる。また、アーチアクションによる桁中央部の応答のバイアスも良く表せている。図 5-15 では解析によって求めた衝突力と桁間連結装置に作用する引張

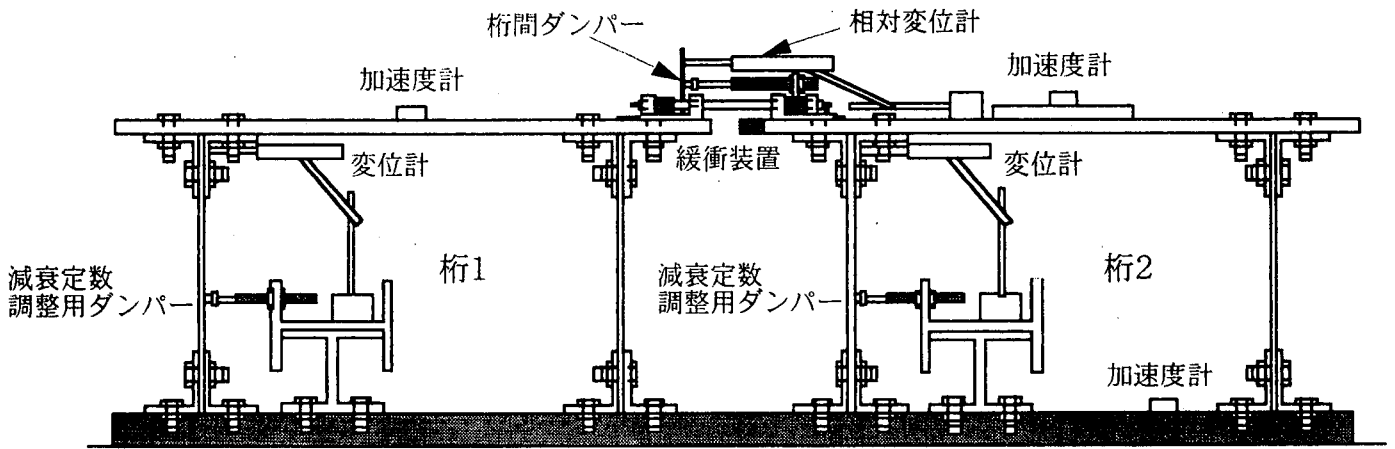


図 5-16 模型橋

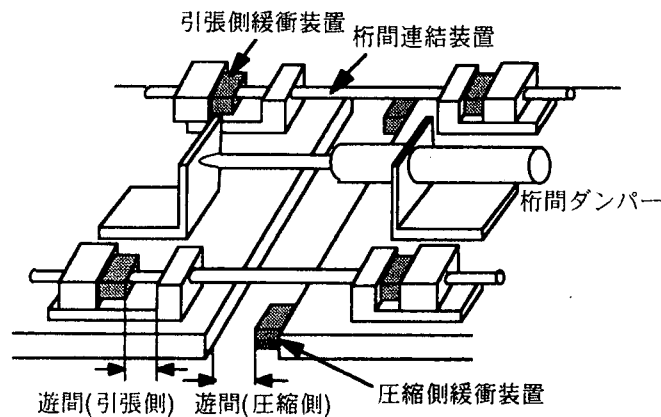


図 5-17 桁間連結装置、衝突緩衝装置および桁間ダンパー

力、降伏によるのび量が示されている。これらについては実測値はないが、継手1よりも継手2の方が桁間連結装置の降伏量は大きく、これが上述した継手1と継手2の非対称な応答の原因となっていることが分かる。また、衝突力は最大約1.5tfである。ただし、これは桁の外側の衝突ばねに作用する衝突力であり、この他に桁の内側における衝突力もある。両方の衝突力は同時刻に最大値を取るわけではないが、模型橋の全重量が約3tfであるから、これに匹敵する衝突力が作用することを示している。

(2) 直橋模型を用いた振動実験

もう一つ2連の直橋を橋軸方向に加振した場合に、桁間にゴム製緩衝装置を取り付けるとどのように衝突力が緩衝されるかを実験、解析の両面で検討した結果を紹介しよう²⁹⁾。模型橋は図5-16に示すように鋼材から製作した2連の桁から構成されている。桁間に設けた継手には図5-17に示すように、桁の両側にそれぞれ1基の桁間連結装置が取り付けられている他、衝突力を緩和する目的で桁の両側に緩衝装置、桁中央に桁間ダンパーが設けられている。写真5-1は実験状況を示したものである。解析では、くり返し載荷実験から求めたゴム製緩衝装置の剛性を

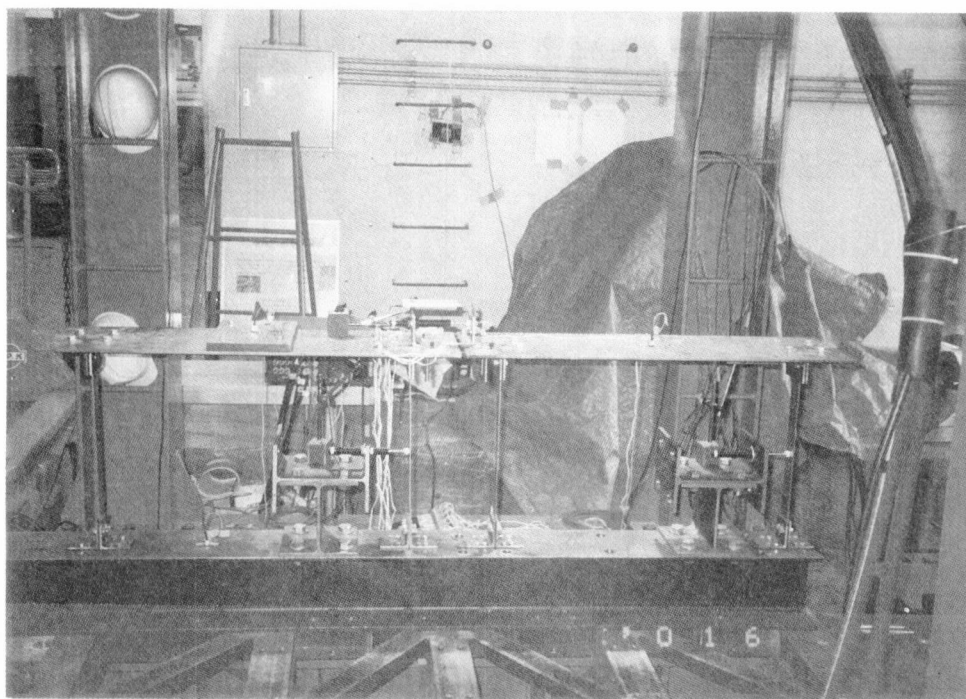


写真 5-1 2連の直橋の模型振動実験 (東京工業大学)

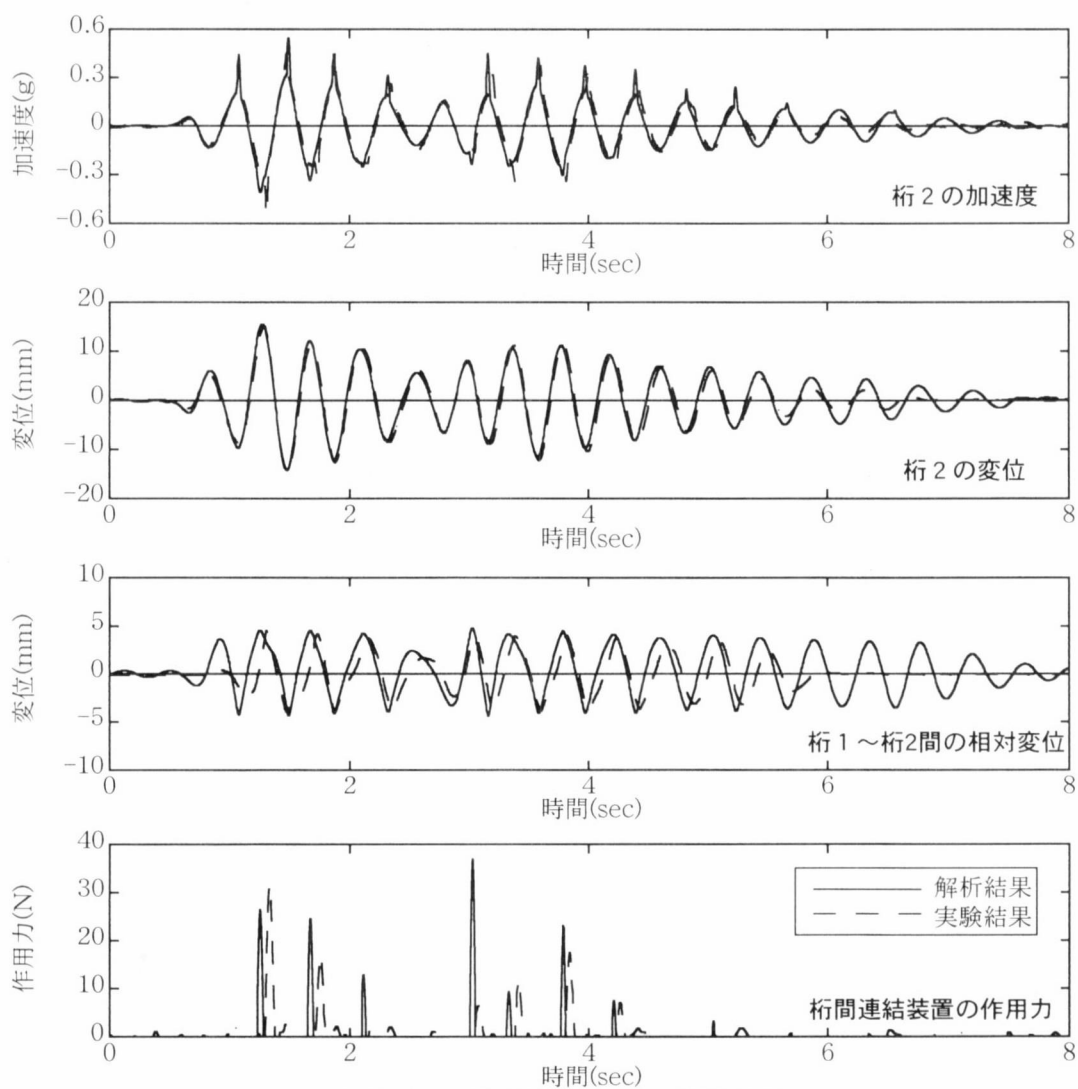


図 5-18 模型橋の応答と解析結果

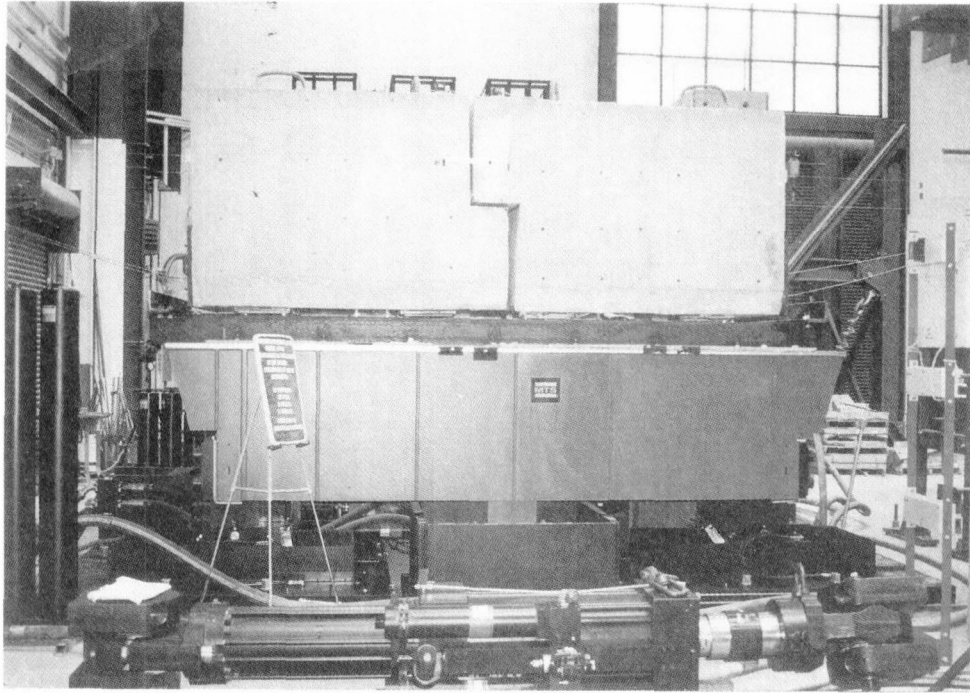


写真 5-2 ケーブル式桁間連結装置の有効性に関する桁端部の振動実験（ネバダ大学）

衝突ばねの剛性の代わりに取り入れた。ただし、解析を簡単にするため、衝突や桁間連結装置の影響は桁中央の 1 力所でだけ考慮することとした。

振動実験から得られた桁の応答と継手における相対変位、桁間連結装置の作用力を非線形動的解析による解析値とともに示すと図 5-18 のようになる。これより、桁の応答、桁間の相対変位ともによく解析で再現できていることが分かる。また、桁間連結装置の作用時間については多少実験と解析とでは違いが見られるが、全体として解析結果は良く実験結果を再現している。桁間連結装置の作用時間に多少差が認められるのは、衝突の衝突や桁間連結装置が作動する遊間が桁の両端で必ずしも同一ではないため、解析ではこれらの平均値を用いたためである。

5-3. 桁間衝突と桁間連結装置の効果

桁間衝突の影響に関する研究は、1994 年ノースリッジ地震や 1995 年兵庫県南部地震以後、各所で行われるようになった。例えば、矢部らは 3 径間連続橋と単純桁橋 2 連からなる直橋、ならびに 2 連の単純斜橋を対象として桁間の衝突の影響を解析し、連続桁と単純桁の間の衝突力は単純桁の全重量の 1.7 倍にも達する大きな値となること、桁衝突が橋脚の残留変位を生じさせる原因となり得ること、斜橋においては桁と橋台が衝突すると、鈍角端から鋭角端に向かう方向の回転が生じること等を指摘している³³⁾。中島らは隣接桁の影響を考慮した高架橋の地震応答特性を解析し、隣接けたの影響を考慮することの重要性を指摘している¹⁸⁾。大下らは RPC 5 径間連続中空床版橋と PC 5 径間連続ラーメン橋の解析を行い、桁端の遊間をどの程度確保すべきかを桁間の衝突を考慮して解析し、多少の衝撃力はコンクリートで吸収されるとした設計結果を報告している¹⁹⁾。大住らは、免震橋を想定した大変位吸収システムを提案し、桁どうしの衝突

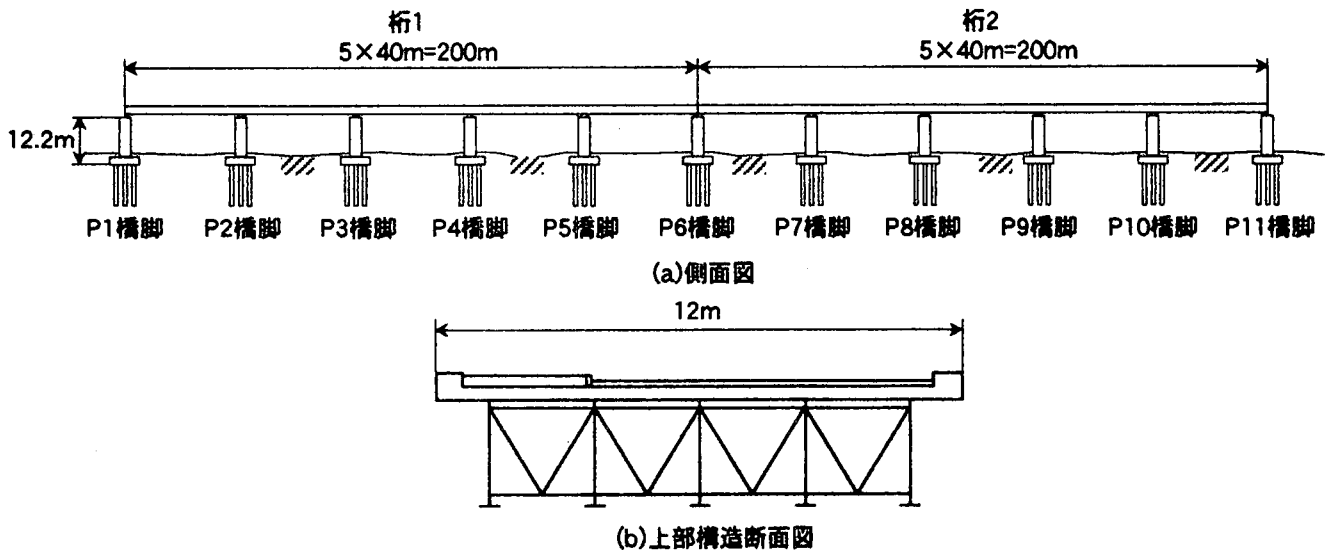


図 5-19 5 径間連続橋間の衝突の解析

の影響を検討している²⁰⁾。志村らは、高架橋の地震応答に対する衝突の影響を解析すると同時に、衝突を考慮する場合には復元力特性の保証される緩衝装置の使用の必要性を指摘している²⁵⁾。伊津野らは、隣接桁間の衝突速度を解析し、衝突ばね定数にもよるが、 $1\sim 2\text{ m/s}$ の値を考慮する必要があることを指摘している⁸⁾。

海外でも桁間連結装置や衝突緩衝装置に関する研究がいろいろ行われている。特に、ネバダ大学の Saiidi 教授らの研究グループは、桁間衝突の影響やケーブル式桁間連結装置の効果を振動実験も含めて実証的な興味深い研究を行っている^{1) 2) 3)}。写真 5-2 は、振動台の上に 2 連の桁端モデルを乗せ、相互にケーブル式の桁間連結装置で締結した状態で、加震実験を行っている状況である。また、Desroches らもノースリッジ地震で得られた曲線橋の強震記録を用いて桁間衝突の影響を実証的に研究している¹⁶⁾。

なお、建築の分野においても近接した建物どうしの衝突は重要な問題であり、Anagnostopoulos ら²⁾、Kasai ら⁹⁾、Penzien²¹⁾ 等によっていろいろな研究が行われている。建物の場合には、床の高さが隣接ビル間で異なり、一方のビルの床が他方のビルの柱に衝突する場合は最も影響が大きいと懸念されている⁴⁾。

衝突ばねを用いた桁間衝突の影響を解析した一例として、図 5-19 に示すように 5 径間連続鋼桁橋 2 連が連続した場合の衝突の影響を示そう。この橋は、桁間長 40 m、幅員 12 m で、ともに積層ゴム支承によって支持されている¹⁶⁾。橋脚は 5 m x 2.2 m の小判型で躯体高さは 10 m である。積層ゴム支承の剛性が左側と右側の橋では異なっており、このため、基本固有周期は左側の桁では 1.13 秒であるのに対して、右側の桁では 0.88 秒となっている。

桁端には図 5-20 に示すような桁間連結装置が設けられており、衝突の影響を緩和するために、引張側、圧縮側ともにゴム製緩衝装置が取り付けられている。緩衝ゴムの応力～ひずみ関係は、圧縮実験に基づいて図 5-21 のようにモデル化されている。圧縮ゴムは 50 Mpa 以上もの

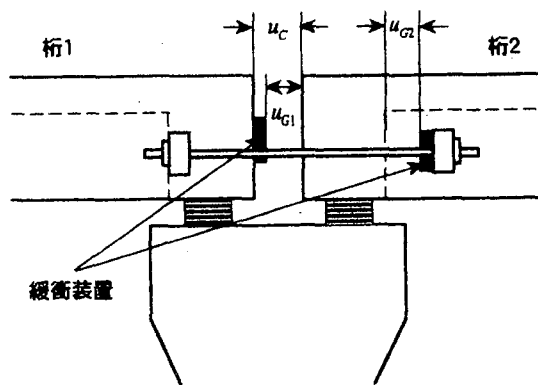
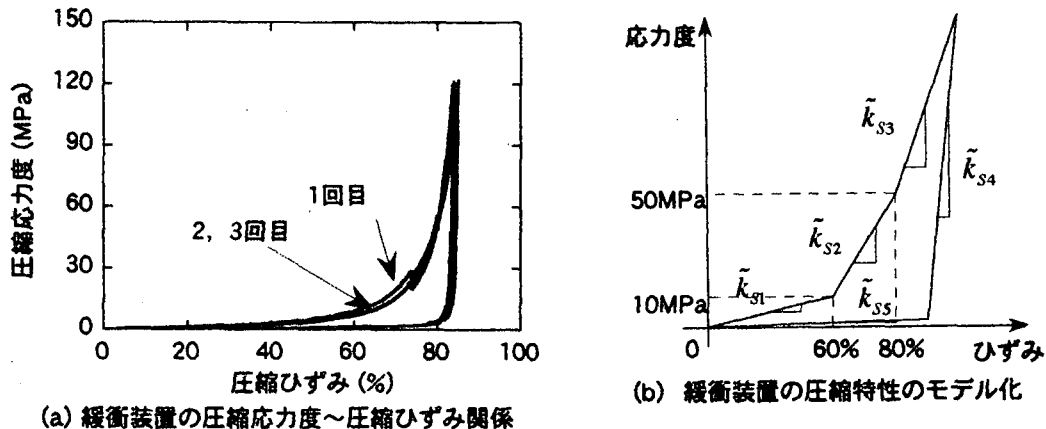


図 5-20 桁間連結装置のゴム製緩衝装置



(a) 緩衝装置の圧縮応力度～圧縮ひずみ関係

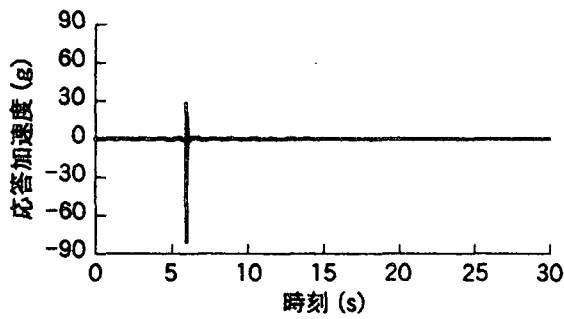
(b) 緩衝装置の圧縮特性のモデル化

図 5-21 緩衝装置の圧縮特性

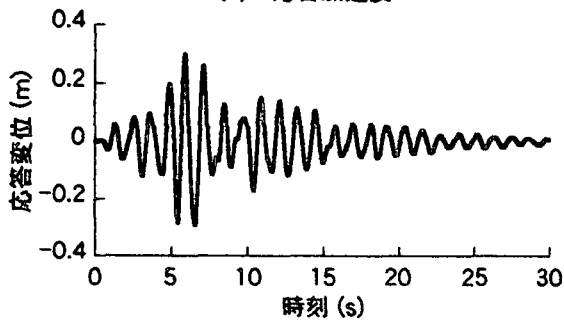
高面圧を受けても安定して機能するが、これについては後述する。

道路橋示方書のタイプⅡ-I種地盤用標準地震動を入力した場合の桁掛け違い部の応答を求めた結果が図 5-22 である。緩衝装置を設けない場合と設けた場合の結果を比較しているが、緩衝装置を設けない場合には 146.3MN もの衝突力が生じる。これは桁重量の 4.7 倍に匹敵する大きな力である。緩衝装置を設けた場合には、衝突力は 25MN 程度に低減される。P 4 及び P 8 橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴を示した結果が図 5-23 である。固有周期の短い右側の桁の方が橋脚は大きく塑性化するが、緩衝装置を設けない場合には、曲率の応答じん性率は P 4 では 1.73、P 8 では 4.93 となる。これに対して、緩衝装置を設けた場合には、曲率の応答じん性率は P 4 では 1.82、P 8 では 3.88 と、P 8 における曲率応答じん性率が緩衝装置をも設けない場合より 21 % 減少する。

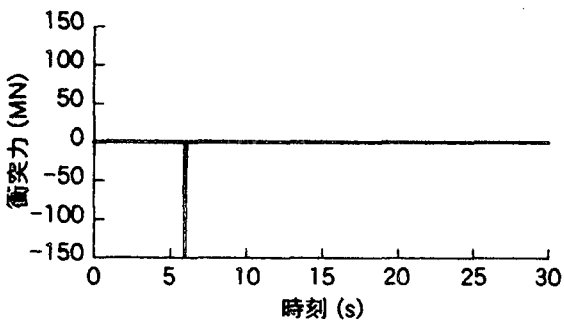
緩衝装置を選定する際には、どのような特性を持ったものが望ましいであろうか。ユーザーが望めば、現在の技術を持ってすればいろいろな履歴特性や減衰特性を持った緩衝装置の製作が可能である。そこで、ここでは、上述した解析に用いてきたひずみ硬化型の履歴特性以外に、ひずみ軟化型の履歴、弾性タイプの履歴を持つ緩衝装置を採用した場合の橋の応答を求めてみた。桁間に生じる相対変位の履歴を示すと、図 5-24 のようになり、ひずみ軟化型の緩衝装置を用い場合に最も小さく、ひずみ硬化型を用いた場合に最も大きくなる。これは、ひずみ軟化型の場合には相対変位が小さい段階から緩衝装置の作用力が大きくなるのに対して、ひずみ硬化型の場合に



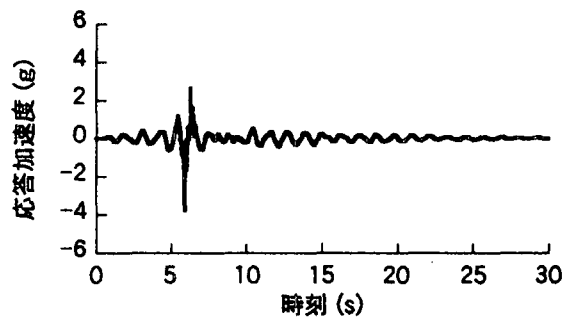
(a) 応答加速度



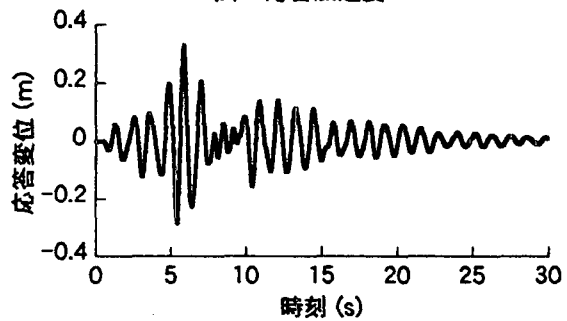
(b) 応答変位



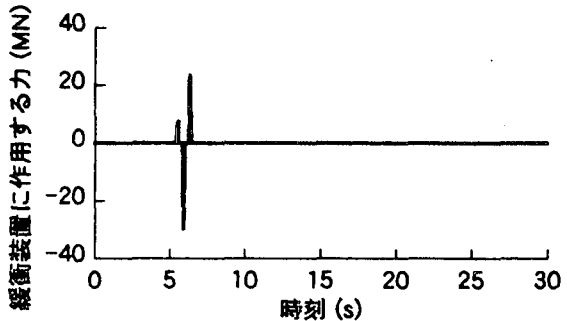
(c) 衝突力



(a) 応答加速度



(b) 応答変位



(c) 衝突力

(1) 緩衝装置を設けない場合

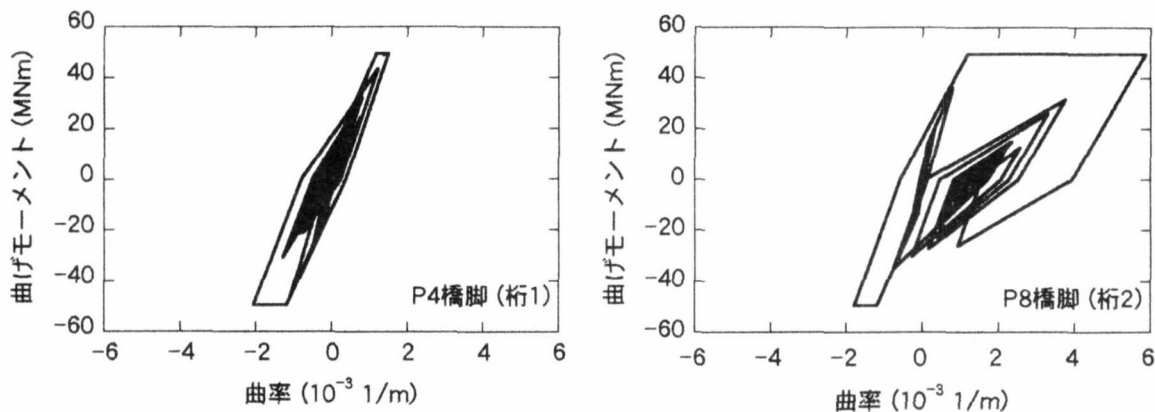
(2) 緩衝装置を設けた場合

図 5-22 桁中央部の応答

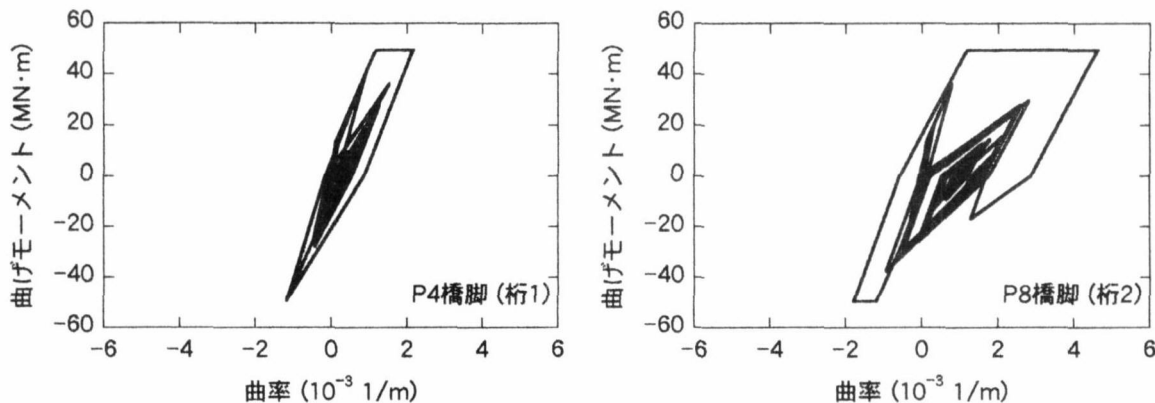
は相対変位が大きくなると作用力が大きくなるためである。いずれがよいかは条件によって異なるため、橋の特性に応じて定めていくことが重要である。

5-4. 高面圧を受けるゴム製緩衝装置

前章にも少し示したように、従来、ゴム支承は8~15MPa程度の面圧で設計されてきている。これは常時荷重を受ける場合であるが、落橋防止構造に用いる緩衝装置のように大規模地震時に機能すればよい装置では、もっとゴムが有する性能を設計に見込んでよいはずである。しかし、こうした点に関する技術開発のニーズが無かったせいも、従来、こうした研究は大変少ないのが実状である。わずかに、窪田らが天然ゴム、合成樹脂、発泡スチロールを落橋防止装置に取り付けた場合の緩衝効果を衝突実験によって検討¹⁷⁾したり、伊津野らがゴム材の圧縮変形を利用して変位ストッパーとしての機能を持たせた地震力分散装置の開発を行ったり⁸⁾、園田らが積層織



(a) 緩衝装置を設けない場合



(b) 緩衝装置を設けた場合

図 5-23 橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴

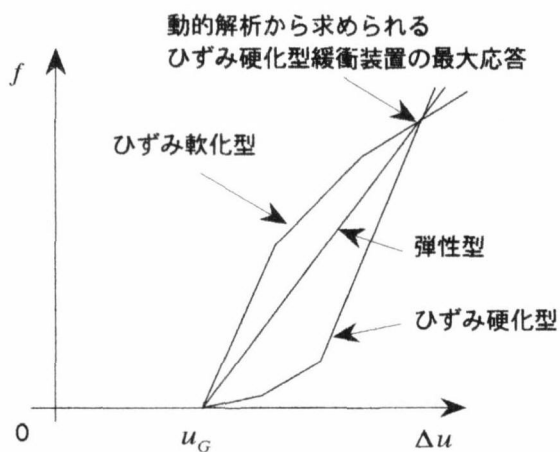


図 5-24 緩衝装置に生じる作用力と桁間相対変位との関係

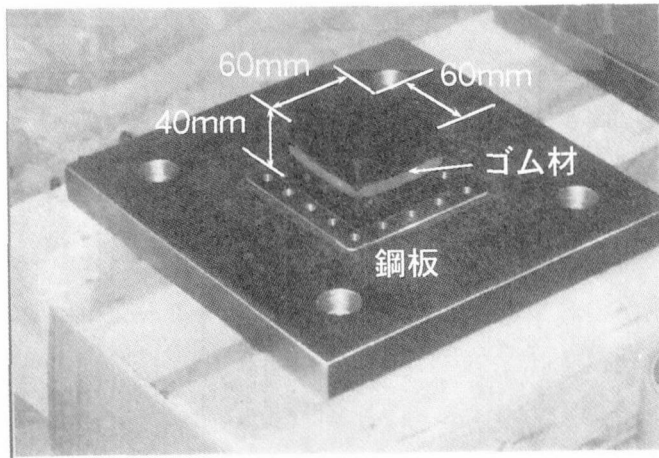


写真 5-3 くり返し高面圧の载荷を受けたゴム製緩衝装置

維ゴムを巻いた緩衝ピンを落橋防止連結板に適用しようとした研究²⁷⁾等はあるが、いずれも面圧で 50MPa 以下を扱った研究である。50MPa 以上の面圧を受けた場合のゴムの特性に関してはほとんど研究されていないのが実状である。ここでは、こうした点に関して最近行われつつある研究例を紹介する。

写真 5-3 に示すようにゴムの片面に構造物への取り付け用の鋼板を加硫接着した緩衝装置に

対するくり返し載荷実験が庄司らにより行われている²⁶⁾。ゴムの平面寸法は一辺が60mmの正方形であり、厚さは40mmと必ずしも大きな供試体ではないが、高面圧を受けるゴムの基本的な圧縮特性に関して貴重な情報が得られている。ゴム材としては、せん断弾性係数がそれぞれ0.6MPaと1.2MPaの天然ゴム（以下、NRと表す）と高減衰ゴム（以下、HDRと表す）の4種類が用いられている。

まず、図5-25は、せん断弾性係数1.2MPaのNRに対して面圧80MPaまでのくり返し載荷を行った場合の応力～ひずみ関係の一例である。応力度が80MPaになるとひずみは75%に達するが、応力度～ひずみの履歴特性は安定している。重要な点は、天然ゴムであれば本来エネルギー吸収はほとんど無いはずであるが、大ひずみ領域では天然ゴムもエネルギー吸収することである。また、載荷時にはゴムは大きく外側に向かってはらみ出すが、載荷後にはほぼもとの状態に戻り、損傷は生じない。厚さの変化に着目すると、載荷後には載荷前に比較して、2.5～4.6%薄くなるだけである。

図5-25から明らかなように、緩衝装置の割線弾性係数 E はひずみによって大きく変化する。いま、初期弾性係数 E_0 (=5.88MPa)をもとに弾性係数比 η を次のように定義すると、

$$\eta = \frac{E}{E_0} \quad (5.30)$$

弾性係数比 η は図5-26のようになる。ひずみが40%を越えたあたりから η は大きくなり始め、ひずみが75%では η は20程度に達する。一般にゴムの弾性係数 E は形状係数 S を用いて初期弾性係数 E_0 から次式のように求められる。

$$E = E_0(1 + \beta \cdot S^2) \quad (5.31)$$

ここで、 β は形状による係数であり、直方体や円柱では1～2の値を取る。式(5.31)から、

$$\beta = \frac{1}{S^2} \left(\frac{E}{E_0} - 1 \right) = \frac{1}{S^2} (\eta - 1) \quad (5.32)$$

であり、また、直方体の場合には $S = 0.375$ であるから、図5-26の η を式(5.32)に代入すると、形状に依存する係数 β は図5-27のように求められる。ひずみが40%を越えると係数 β は1～2を越え、ひずみが75%になると係数 β は120程度まで大きくなる。ひずみが40%を越える高ひずみ領域では緩衝装置の応力～ひずみ関係を古典的な弾性論によって説明することはできない。

図5-28はせん断弾性係数1.2MPaのHDR製緩衝装置に対するくり返し実験結果の一例である。HDRの場合には、最初の1、2回のくり返しによって最大応力が低下することが特徴である。

くり返し載荷に伴うエネルギー吸収量を比較するために、単位体積あたりのエネルギー吸収量を次式で定義する。

$$\Delta w = \frac{1}{V} \int F \cdot dx \quad (5.33)$$

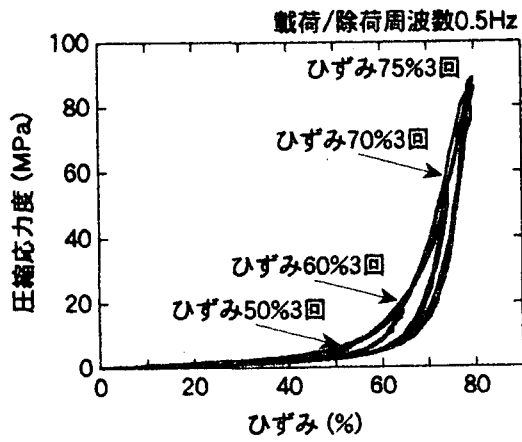
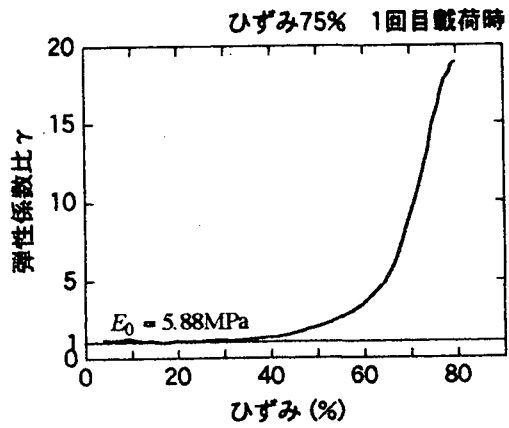


図 5-25 応力度～ひずみの関係
(NR 12)



(a) 弾性係数比 γ
図 5-26 弾性係数比 η のひずみ依存性
(NR-12)

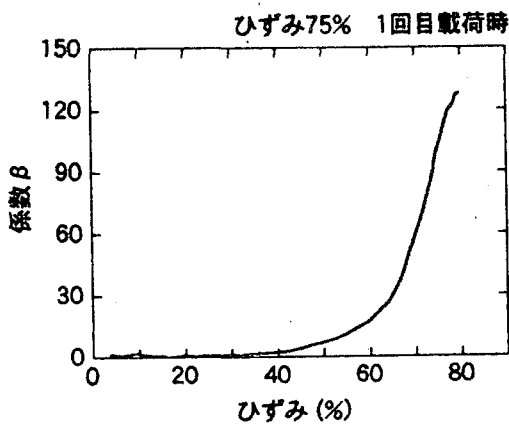


図 5-27 式(32)の係数 β のひずみ依存性
(NR-12)

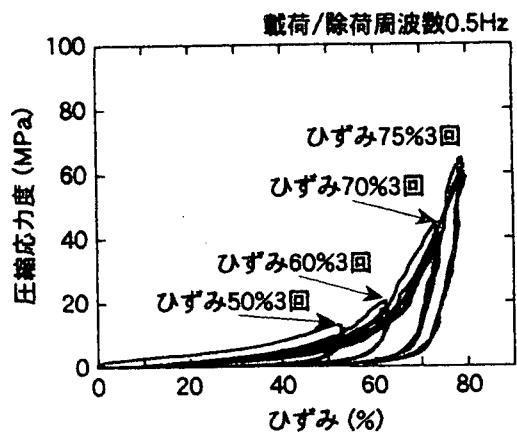


図 5-28 応力度～ひずみの関係
(HDR 12)

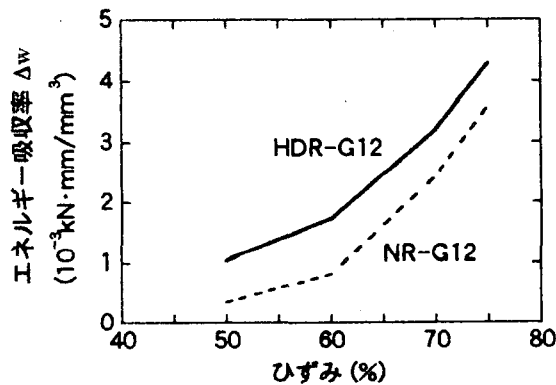


図 5-29 単位体積あたりのエネルギー吸収量 Δw

ここで、 V は緩衝装置の体積である。図 5-29 はこのようにして求めた NR-12 と HDR-12 のエネルギー吸収量 Δw を比較した結果である。HDR の場合には載荷くり返しとともにエネルギー吸収性能が低下するため、ここでは 3 回目の載荷におけるエネルギー吸収特性を示している。上述したように、NR であっても大ひずみ領域下ではエネルギー吸収する。NR のエネルギー吸収量 Δw はひずみが 50% では HDR の約 1/3、ひずみが 75% になると HDR の約 80% にまで近づくが、いずれにせよ、HDR の方が NR よりもエネルギー吸収は大きい。

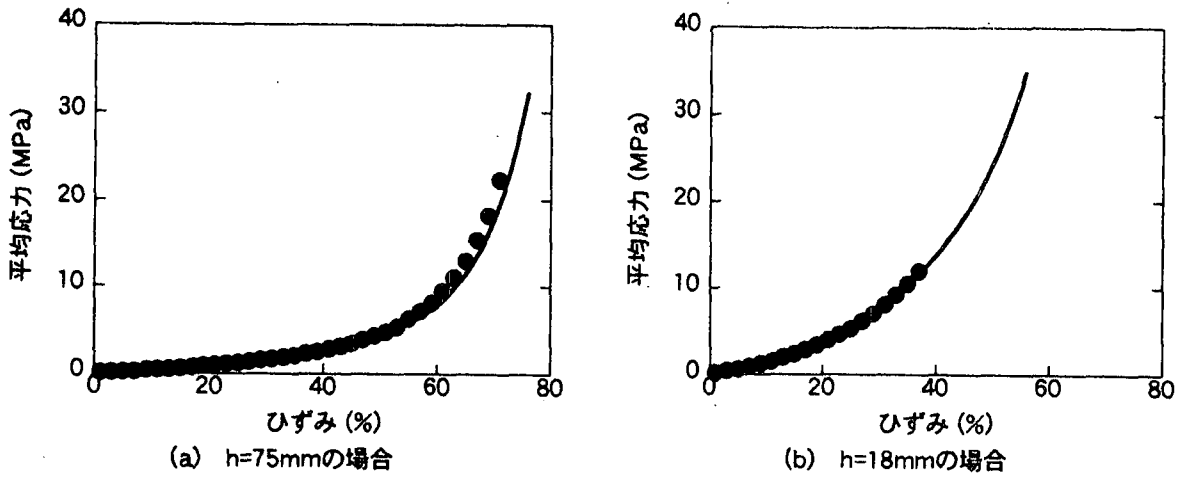


図 5-30 衝突実験から求めた応力～ひずみ関係（供試体 1 および 2 は天然ゴム製、供試体 3 は高減衰ゴム製、運動エネルギーが 21.02～25.52kJ の場合）

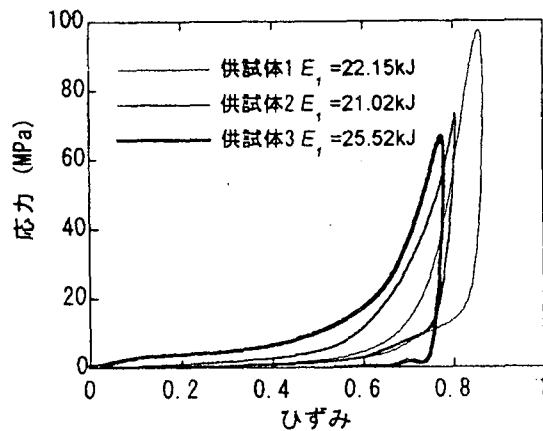


図 5-31 式(5.40)による圧縮特性の推定値と実験値との比較

以上は、動的アクチュエーターを用いたくり返し载荷実験から求めたゴム製緩衝装置の大変形特性であるが、台車に緩衝装置を取り付けた状態で壁に衝突させて圧縮特性を検討する試みも行われている。写真 5-3 と同様に 1 面に取り付け用鋼板を加硫接着した天然ゴムおよび高減衰ゴムからなる緩衝装置（平面寸法 250x100mm、厚さ 100mm）に対する衝突実験から得られた応力～ひずみの履歴曲線の一例が図 5-30 である²⁴⁾。これは、衝突前の運動エネルギーが 21.02～25.52kJ の範囲の実験結果を示したもので、供試体 1 及び 2 は NR、供試体 3 は HDR 製緩衝装置である。上述したくり返し载荷実験から求めた結果とよく似た特性が得られており、HDR の方が NR よりも除荷時の戻りがしっかりしており、エネルギー吸収が大きい。

こうした実験から、以下のような特性が得られている。こうした特性は、今後、ゴム製緩衝装置を設計していく上で重要になってくると考えられる。

(1) エネルギー吸収性能

衝突前に衝突体が持っていた衝突エネルギーを E_1 、衝突後に衝突体が持つエネルギーを E_2 とすれば、1 回の衝突によって失われたエネルギー量は $\Delta E = E_1 - E_2$ であるから、エネルギー吸収率 γ を

$$\gamma = \frac{\Delta E}{E_1} \quad (5.34)$$

と定義すると、おおよそ以下の特性がある。

NR

$$\gamma \approx c_1 E_1^{1/2} \quad (5.35)$$

HDR

$$\gamma \approx 0.92 \quad (5.36)$$

(2) 衝突力

衝突力 F_L は、NRの場合もHDRの場合も、以下の特性がある。

$$F_L \approx c_2 V_1^2 \quad (5.37)$$

$$F_L \approx c_3 E_1 \quad (5.38)$$

$$F_L \approx c_4 \Delta E \quad (5.39)$$

以上のような特性を用いると、例えば、衝突前の2連の桁の相対速度を求めてこれを V_1 とみなして式(5.37)から衝突力を求めたり、直接エネルギー吸収量 ΔE を求めて式(5.39)から衝突力を求めることができる。

以上のようにして、桁の応答からゴム製緩衝装置に作用する衝突力や緩衝装置に要求されるエネルギー吸収量に基づいて緩衝装置の変形や応力を求め、必要なサイズを求めていくためには、任意の寸法や形状のゴム製緩衝装置に対する圧縮特性を求められるようにしなければならない。こうした点に対する検討もいろいろ行われつつある。一例を紹介すると、ゴムの大変形下の特性を良く表す Mooney-Rivlin 式を用いて、平面寸法 150 mm x 250 mm、厚さ 100 mm のゴム製緩衝装置の圧縮特性から、緩衝装置の変形前の載荷面積に対する変形前の厚さの比が 0.0048~0.04(1/cm)の範囲であれば、次式によって応力 σ ~ ひずみ ϵ 関係を推定することができる³⁰⁾。

$$\sigma(\epsilon, h) = \{\alpha(h)\epsilon + \beta(h)\} \sigma_{h=150mm}(\epsilon) \quad (5.40)$$

ここで、

$$\sigma_{150mm}(\epsilon) = 0.0981(0.0514 + 0.2706\epsilon + 0.0195\epsilon^2 - 0.0022\epsilon^3 + 1.520 \times 10^{-4}\epsilon^4 - 5.487 \times 10^{-6}\epsilon^5 + 1.0965 \times 10^{-7}\epsilon^6 - 1.1475 \times 10^{-9}\epsilon^7 + 5.0205 \times 10^{-12}\epsilon^8) \quad (5.41)$$

$$\alpha(h) = 0.0712 \exp\left(\frac{\frac{h}{150} - 0.12}{0.136}\right); \beta(h) = 0.969 + 2.352 \exp\left(\frac{\frac{h}{150} - 0.12}{0.109}\right) \quad (5.42)$$

式(5.40)を用いて、高さが 75 mm と 18 mm の緩衝装置に対する応力 σ ~ ひずみ関係 ϵ 関係を求めた結果が図 5-31 である。図中には実験結果も示されているが、解析結果は実験結果と良く一致していることが分かる。このような推定式が整備されれば、いろいろな寸法、形状のゴム製緩衝装置に対して圧縮特性を推定することが可能になる。

5-5. 桁間衝突が生じた場合の桁間の最大開き量

1) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトル

地震時の桁間の遊間を直接規定した基準は国際的にもわずかしかないが、平成8年道路橋示方書には、免震設計において隣接する2連の桁の固有周期差に基づく桁端部の遊間の設定法が初めて規定されている。これは、川島、佐藤による相対変位応答スペクトル¹⁾⁵⁾に基づいてこれを簡略化する形で規定されたものである。しかし、ここで規定されているだけの遊間が確保できなければ毛単に衝突が生じることになる。桁間に衝突が起これば、衝突によるリバウンドによって桁間がより開く方向に応答する。したがって、桁掛かり長が不十分であれば桁の落下を招きかねない。

このようなために、相対変位応答スペクトルを拡張し、衝突を考慮した相対変位応答スペクトルがRuangrassamee and Kawashimaによって提案されているので、この概要を紹介しよう²⁾³⁾。これは、隣接する2連の桁をそれぞれ剛体と仮定し、これらに同一地震動が作用するとして2連の桁が互いに開く方向に生じる相対変位を桁間の衝突を考慮して算定できるようにしたものである。

上述したように道路橋示方書では桁間の遊間を与えるために相対変位応答スペクトル $R D(\tau_1, \tau_2)$ を用いているが、これは次式のように与えられている。

$$R D(\tau_1, \tau_2) = S_D(T) \cdot r_D(\Delta T / T) \quad (5.43)$$

ここで、 $S_D(T)$ は変位応答スペクトル、 $r_D(\Delta T / T)$ は2連の桁の固有周期差 $\Delta T = \tau_1 - \tau_2$ （ただし、 $T = \tau_1 \geq \tau_2$ とする）である。道路橋示方書では r_D （遊間量の固有周期差補正係数 c_B ）は次式のよう規定されている。

$$r_D(\Delta T / T) = \begin{cases} 0 & \dots\dots\dots \Delta T / T = 0 \\ 1 & \dots\dots\dots 0 < \Delta T / T < 0.1 \\ \sqrt{2} & \dots\dots\dots 0.1 \leq \Delta T / T < 0.8 \\ 1 & \dots\dots\dots 0.8 \leq \Delta T / T \leq 1.0 \end{cases} \quad (5.44)$$

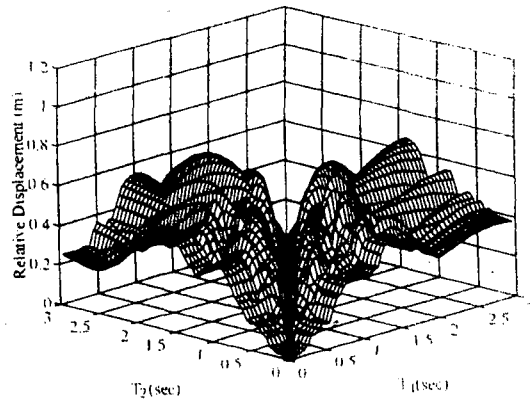
実際の橋では、桁間に遊間 Δ_G があり、桁間の相対変位がこれ以下になると衝突が起こる。桁間の遊間 Δ_G を無次元化するため、遊間比 r_G を次式のように定義する。

$$r_G = \frac{\Delta_G}{\max[u_1(t) - u_2(t)]} \quad (5.45)$$

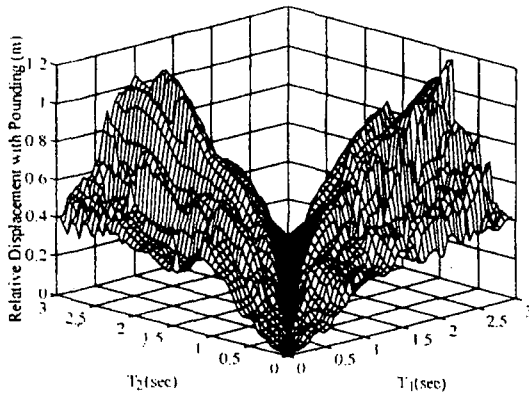
ここで、 $u_1(t)$ 、 $u_2(t)$ は隣接する桁1、桁2に生じる地震応答変位である。 $r_G > 1$ であれば桁間には衝突は生じないが、 $r_G < 1$ となると衝突が生じる。桁間のかけ違い長を評価するためには桁間が開く方向の最大応答が重要であるため、これをある地震動に対して最大値を計算し、これをいろいろな固有周期 τ_1 、 τ_2 の組み合わせに対して計算した結果を衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $R D P(\tau_1, \tau_2)$ と定義する。すなわち、

$$R D P(\tau_1, \tau_2) = \max[u_1(t) - u_2(t)] \quad (5.46)$$

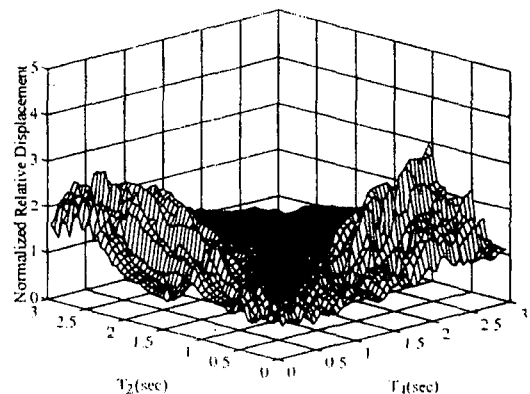
相対変位応答スペクトル $R D(\tau_1, \tau_2)$ はすでに解析されているため、ここでは、相対変位応答



(a) 相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$



(b) 衝突を考慮した相対変位応答
スペクトル $RDP(T_1, T_2)$



(c) 正規化相対変位応答スペクトル
 $NRD(T_1, T_2)$

図 5-32 神戸海洋気象台記録 (NS 成分) に対する相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ 、
衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ 、正規化相対変位応答スペク
トル $NRD(T_1, T_2)$

スペクトル $RD(T_1, T_2)$ と衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ との比を以下のように定義する。

$$NRD(T_1, T_2) = \frac{RDP(T_1, T_2)}{RD(T_1, T_2)} \quad (5.47)$$

ここで、 $NRD(T_1, T_2)$ を正規化相対変位応答スペクトルと呼ぶ。

また、2つの構造系の質量をそれぞれ m_1 、 m_2 とし、両者の比 (質量比) r_M を以下のように定義する。

$$r_M = \frac{m_2}{m_1} \quad (5.48)$$

例えば、兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台記録 (NS 成分) に対して、相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ 、衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ 、正規化相対変位応答スペクトル $NRD(T_1, T_2)$ を求めると、図 5-32 のようになる。ここでは、質量比 $r_M = 1$ 、遊間比

$r_G = 0.5$ としている。2連の桁の固有周期が $T_1 \approx T_2$ の場合には、相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ は小さいが、一方の桁の固有周期が他方の桁の固有周期から離れるに従って相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ は大きくなっていく。衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ も相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ と同様な特性を示すが、固有周期の差が大きくなるに従って一般に相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ よりも大きくなる。これが桁間衝突によるリバウンドの影響である。この特徴は正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ にはっきり現れており、この値が1.0よりも大きい領域が桁間衝突によって桁が開く方向に相対変位が増加する場合である。反対に、固有周期が比較的近い場合には、正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ は1.0以下となっているが、これは桁間衝突によってかえって相対変位が減少したことを示している。

したがって、桁間衝突は2連のけたの固有周期が互いに近い場合には桁間の相対変位を小さくする方向に作用し、2連のけたの固有周期が互いに離れている場合には桁間の相対変位を大きくする方向に作用する。これは、2連のけたの固有周期が互いに近い場合には桁どうしが正面衝突の形態でぶつかる場合が多いのに対して、2連のけたの固有周期が互いに離れている場合には一方の桁が他方の桁に追突する形態でぶつかる場合が多いためである。

以上の解析を我が国の地盤上で得られた80成分の強震記録に対して行い、これを分析すると、任意の遊間比および質量比に対して、正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ は次式のように与えられる。

$$N_{RD} = c_G \cdot \left\{ c_M (2.4 - 2.1 \frac{T_2}{T_1}) - 1 \right\} \cdot \frac{T_1}{3} + 1 \quad (5.49)$$

ここで、

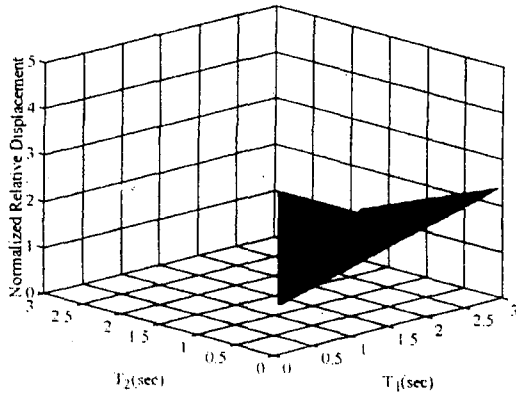
$$c_G = \begin{cases} 1.0 & \dots\dots\dots 0 \leq r_G < 0.6 \\ 1.0 - 5.3(r_G - 0.6)^{1.82} & \dots\dots\dots 0.6 \leq r_G < 1.0 \\ 0 & \dots\dots\dots r_G \geq 1.0 \end{cases} \quad (5.50)$$

$$c_M = \begin{cases} 1 + 6(c_{M1} - 1) \frac{T_2}{T_1} & \dots\dots\dots 0 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 0.5 \\ c_{M1} + (c_{M2} - c_{M1}) (\frac{3T_2}{T_1} - 0.5) & \dots\dots\dots 0.5 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 1.5 \\ 1 + \frac{c_{M2} - 1}{2.25} (\frac{3T_2}{T_1} - 3)^2 & \dots\dots\dots 1.5 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 3.0 \end{cases} \quad (5.51)$$

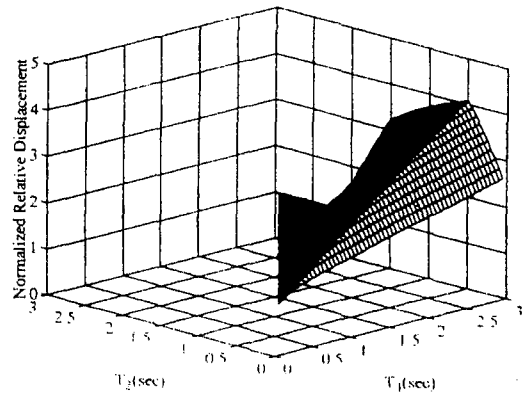
$$c_{M1} = \frac{2}{2 - \log_{10} r_M} \quad (5.52)$$

$$c_{M2} = \frac{2}{2 - \log_{10} r_M - 0.17(\log_{10} r_M)^2} \quad (5.53)$$

図5-33は式(5.47)によって求めた $r_G = 0.5$ で $r_M = 1$ および $r_M = 10$ の場合の $N_{RD}(T_1, T_2, r_G, r_M)$ を示した結果である。質量比 $r_M = 10$ の場合には $T_2 > T_1$ の領域で N_{RD} が3.0以上

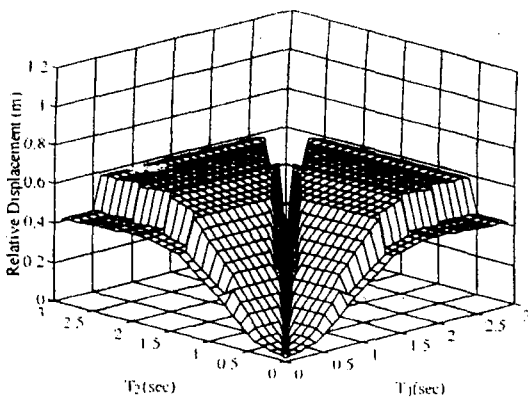


(a) $r_M=1$ の場合

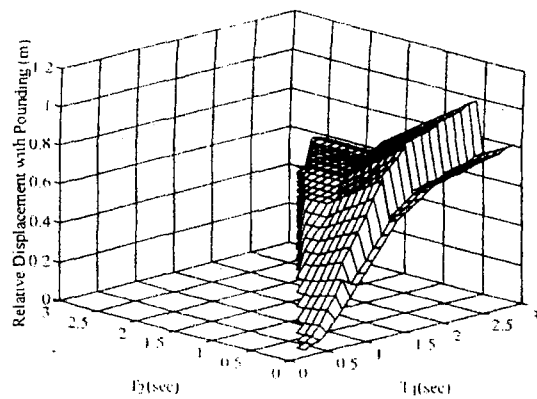


(b) $r_M=10$ の場合

図 5-33 式(5.49)によって求めた正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ ($r_G=0.5$ の場合)



(a) 相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$



(b) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$

図5-34 $M=8$, $\Delta=50\text{km}$ 、Ⅲ種地盤の場合の相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ と衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$

にもなる領域があるが、これは桁の質量が小さい側が大きい側にぶつけられた結果、大きく変位するためである。質量比が大きく異なる場合には、桁間衝突によって桁間の相対変位が大きくなるため、耐震設計上留意しておく必要がある。

2) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトルの適用

以上のようにして求めた衝突を考慮した相対変位応答スペクトルを用いて桁間に生じる最大開き量を評価してみよう。式(5.43)では変位応答スペクトルが必要とされるため、ここでは川島・相沢によって提案された加速度応答スペクトルを用いる¹³⁾。

$$S_D(T) \approx S_A(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (5.54)$$

ここで、

$$S_A(T) = a(T, GC) \times 10^{A(T, GC)} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \quad (5.55)$$

ここで、係数 $a(T,GC)$ 、 $b(T,GC)$ は固有周期 T および地盤種別 GC に応じて与えられている。また、 Δ は震央距離である。式(5.54)は減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの距離減衰の平均値を与えるものである。

地盤条件をⅢ種とし、 $M=8$ 、 $\Delta=50\text{km}$ として式(5.43)、(5.44)から相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ を計算した結果が図5-34(a)である。固有周期 $T_1=3.2\text{s}$ 、 $T_2=0.6\sim 2.6\text{s}$ の場合には、相対変位は約0.6mになる。もし、桁間の遊間がこれよりも小さければ2つの桁は衝突することになり、この場合には衝突の影響を考慮した相対変位応答スペクトルを用いなければならない。

いま、桁間の遊間を0.5mとすると遊間比 r_G は0.8となる。この条件で正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ を求め、これに図5-34(a)に示した相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ を乗じることにより衝突の影響を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ を図5-34(b)のように求めることができる。 $T_1=T_2$ を境として対称であるため、ここでは $T_1 \geq T_2$ の範囲を示している。これによれば、 T_1 が T_2 よりもより大きくなるほど衝突の影響を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ は大きくなることがわかる。

5.6 まとめ

桁間の衝突の影響や落橋防止構造に作用する地震力に関しては、従来、解析法が未開発であったり、「付属品」に関する関心の低さからほとんど検討されてこなかった。しかし、兵庫県南部地震によって橋全体系として耐震性を考慮する必要がある、このためには桁間衝突や落橋防止構造は重要な役割を果たしていることが再認識されたせいで、近年、急速に研究が進んできた。ここに示したのはこうした研究の一部であり、さらに今度検討すべき事項が多数の残されているが、現在までの知見から、桁間の衝突および落橋防止構造の設計に関して、以下のような点に留意しておく必要がある。

(1) 何連かの橋が落橋防止構造で結ばれていたり、これらの間で桁間衝突が起こる場合には、こうした影響を考慮して、全体システムとして大地震時の耐震性に不具合が生じないかを検討していく必要がある。

(2) 隣接桁間の固有周期が比較的近い場合には、衝突は隣接桁間に生じる相対変位を減少させる場合が多い。従って、この場合には、エキスパンションジョイントや桁端の損傷を別とすれば、桁間の衝突は避けなければならないものではない。ただし、隣接する橋の応答変位が大きく異なる場合等、桁間衝突が過度の地震力を一方の桁から他方の桁に伝えないかは検討しておく必要がある。これに対して、隣接桁間の固有周期が大きく異なる場合には、衝突は隣接桁間に生じる相対変位を増大させる。したがって、桁かかり長の設定に際しては、この影響を考慮しなければならない。

(3) 桁間を連結装置で結ぶべきか否かは、隣り合う橋の構造、質量、固有周期によって判断していく必要がある。質量や構造特性が大きく異なる橋どうしを桁間連結装置で結ぶことは、質量

の大きい桁の応答変位の影響が質量の小さい桁の応答に及びやすく、今後はこれを避ける方向で考えていく必要がある。

(4) 上記(2)と(3)を考え合わせると、隣接する構造系、固有周期差、質量に応じて、どのような落橋防止対策が有効かを再整理していく必要がある。

(5) 衝突力や落橋防止構造に作用する地震力は桁端における死荷重反力には比例せず、地震時に一体となって振動する区間の運動エネルギーに比例する。こうした点に基づく新しい落橋防止構造の地震力の設定法を開発していく必要がある。

(6) 上記(5)のせいで、落橋防止構造に作用する地震力は現状の規定で求められる値よりもはるかに大きな値となる場合がある。こうした場合につき、さらに研究を進めていく必要がある。

(7) 落橋防止構造の抵抗メカニズムや耐力は依然として震度法時代の発想でしか考えられていないものが大部分である。地震時保有耐力法ベースで、もっと大きな相対変位を吸収でき、かつ、もっと大きな耐力を有する新型落橋防止構造の開発が必要である。

参考文献

- 1) Abdel-Ghaffar, S. M., Maragakis, E., and Saiidi, M.: Effects of the Hinge Restrainers on the Response of the Aptos Creek Bridge during the 1989 Loma Prieta Earthquake, *Earthquake Spectra*, 13(2), 167-189, 1997
- 2) Anagnostopoulos, S.A. and Spilipoulos, K.V.: An Investigation of Earthquake Induced Pounding between Adjacent Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 289-302, 1992
- 3) 芦塚憲一郎、小林伸吉、春日昭夫、玉置一清、永元直樹：大規模地震時の桁衝突に供えた桁遊間緩衝材の設計について、第3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、土木学会、227-232、2000
- 4) Desroches, R. and Fenves, G. L.: Evaluation of Recorded Earthquake Response of a Curved Highway Bridge, *Earthquake Spectra*, 13(3), 363-386, 1997
- 5) Goldsmith, W.: *Impact*, Edward Arnold, London, 1960
- 6) 兵庫県南部地震道路震災対策委員会：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
- 7) 伊津野和行、児島孝之、鈴木亮介、和田教志、濱田譲、吉野伸：ゴム材の圧縮変形を利用した地震時反力分散装置の開発、土木学会論文集、563(I-39)、71-78、1997
- 8) 伊津野和行、武野志之歩：地震時の橋梁における隣接部材の衝突速度に関する考察、第3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、土木学会、209-214、2000
- 9) Kasai, K., Jagiasi, A. R. and Jeng, V.: Inelastic Vibration Phase Theory for Seismic Pounding Mitigation, *Structural Engineering, ASCE*, 122(10), 1136-1159, 1996

- 10) Kawashima, K. and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Model Bridge Structure, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 7, 129-145, 1979
- 11) 川島一彦、ジョセフ ペンジェン：曲線橋模型の動的特性に関する解析的研究、土木学会論文集、284号、1-14、1979
- 12) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文集、308、123-126、1981
- 13) 川島一彦、相沢 興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式、土木学会論文集、350(I-2)、181-186、1984
- 14) 川島一彦、運上茂樹、杉田秀樹、中島灯：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴、橋梁と基礎、93-6、9-16、1993
- 15) 川島一彦、佐藤貴志：相対変位応答スペクトルの提案とその適用、構造工学論文集、42 A、645-652、1996
- 16) 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、土木学会論文報告集、612、129-142、1999
- 17) 窪田賢司、菅野匡、飯塚義夫、堀江啓夫：制震効果を有する緩衝材を併設した落橋防止壁の一提案、第1回免震、制震コロキウム、土木学会、217-224、1996
- 18) 中島章典、庄司泰啓、安波博道：隣接桁の影響を考慮した高架橋システムの大地震時応答性状について、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、土木学会、207-210、1998
- 19) 大下角治、山本健二、松島秀夫、近藤健太郎、大澤昭彦：桁端部の衝突による悪影響について、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、土木学会、211-214、1998
- 20) 大住道生、運上茂樹、近藤央：大変位吸収システムが免震橋の地震時振動特性に及ぼす影響、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、433-439、1999
- 21) Penzien, J.: Evaluation of Building Separation Distance Required to Prevent Pounding during Strong Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 849-858, 1997
- 22) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Relative Displacement Response Spectrum with Pounding Effect, Earthquake Engineering and Structural Dynamics (Submitted)
- 23) Saiidi, M. S., Maragakis, E. and Feng, S.: Parameters in Bridge Restrainer Design for Seismic Retrofit, Structural Engineering, ASCE, 122(1), 55-61, 1996
- 24) 島ノ江哲、長谷川恵一、川島一彦、庄司学：衝突力を受けるゴム製緩衝装置の動的特性、土木学会論文集（投稿中）

- 25) 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、439-442、1999
- 26) 庄司学、川島一彦、宇根寛、剣持安伸、長谷川恵一、島ノ江哲：高ひずみ/高面圧下におけるゴム製緩衝装置の応力度～ひずみ関係、構造工学論文集、46A、917-928、2000
- 27) 園田佳巨、後藤芳昭、石川信隆、生駒信康、彦坂熙：ゴム緩衝ピンを用いた落橋防止連結板の静的及び動的応答特性に関する実験的研究、土木学会論文集、598(I-44)、333-346、1998
- 28) Tseng, W. S. and Penzien, J.: Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multi-span Highway Bridges, Report No. EERC 73-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973
- 29) 植原賢治、川島一彦、庄司学：ゴム製緩衝装置とダンパーによる桁間衝突の低減効果、第4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、2000
- 30) 潤田久也、川島一彦、庄司学、須藤千秋：高面圧を受ける直方体ゴム製耐震緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究、土木学会論文集、2000.10
- 31) 渡邊学歩、川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析、土木学会論文集（投稿中）
- 32) Williams, D. and Godden, W. G.: Experimental Model Studies on the Seismic Response of High Curved Overcrossings, Report No. EERC 76-18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976
- 33) 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、43A、781-791、1997

(川島一彦)