

桁同士の衝突を考えた連続免震高架橋の地震応答

SEISMIC RESPONSE OF CONTINUOUS BRIDGES SUPPORTED BY SEISMIC-ISOLATION BEARINGS
IN CONSIDERATION OF COLLISION BETWEEN GIRDERS

岡崎 真*, 津田久嗣**, 堂垣正博***

Makoto Okazaki, Hisatsugu Tsuda, and Masahiro Dogaki

- * 学士 (工学) 関西大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35)
 ** 工修 (株) 栗本鐵工所 鉄構事業部技術総括部 (〒590-0977 堺市大浜西町 2-2)
 *** 工博 関西大学教授 工学部土木工学科 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35)

This paper concerns with a seismic response of existing continuous bridges supported by seismic-isolation bearings under earthquake ground motion. The finite element formulation has been done, based on an elastic-plastic large displacement theory, to analyze the behavior of existing continuous bridges sustained by thin-walled steel box piers. The numerical computation is carried out, to examine the influence of changing of existing steel bearings into seismic-isolation bearings and the difference of characteristic of seismic-isolation bearings. The focus of this study is seismic reinforcement on the earthquake response of existing continuous bridges considered effect of collision between girders.

Keywords: seismic response, seismic-isolation design, finite element method, collision between girders

キーワード: 地震応答, 免震設計, 有限要素法, 桁間衝突

1. まえがき

兵庫県南部地震では、多くの高架橋が甚大な損傷を受けた。鋼製支承で支持された高架橋では、橋脚の損傷にとどまらず、損傷した支承が橋桁や伸縮装置にダメージを与える2次的な損傷を引き起こした。その内容は、支承の破損に伴う橋桁の離反による落橋と桁沈下、衝突による伸縮継手の損壊などである。このような被害状況から、震災後、ライフラインの機能が地震直後に確保できるように、桁の連続化とともに鋼製支承の水平反力分散支承や免震支承への取り替えや落橋防止装置の設置など、既設橋への耐震補強が積極的になされている。

水平反力分散支承や免震支承の採用は、鋼製支承に比べて塑性変形性能に富むため、橋梁の振動周期の長周期化、上部工慣性力の吸収、橋脚への水平反力の分散などを可能にし、固定支承が設置された橋脚への地震力の緩和が可能となる。しかし、既設高架橋の支承を取り替える場合、支承の高さや橋桁の下フランジなどに制約があるため、その設計は極めて煩雑である。また、兵庫県南部地震以前に建設された既設高架橋の桁かけ違い部や橋

台部の桁遊間量は、そのほとんどが震度法レベルの地震を想定して設計されている¹⁾。そのため、兵庫県南部地震の場合と同様、地震時の上部工の応答によっては、橋桁同士あるいは橋桁と橋台との間の衝突が懸念される。

都市内高架橋には3径間や5径間からなる連続桁構造の橋梁が比較的多く採用され、固有周期の異なった上部工が一般に隣接する。また、設置地点の地盤が比較的軟弱なため、鋼製橋脚を採用するケースが多い。このような橋梁を免震化すれば、その長周期化を招く恐れがある。また、隣り合う橋梁の間で地震時に衝突の起こる可能性が高い。

ところで、兵庫県南部地震後に改訂された“道路橋示方書 V 耐震設計編”¹⁾には免震設計の条項が設けられている。ただし、コンクリート無充填の鋼製橋脚に対する耐震設計規準は定かでない。それゆえ、この種の高架橋に免震支承や水平反力分散支承を適用した事例は少ない。今後の鋼製橋脚で支えられた高架橋の免震設計を範疇に、隣り合う桁同士の衝突を加味した橋梁系全体の地震応答を明らかにすることは、上下部一体の耐震設計を系統立てて考える上で極めて重要である。

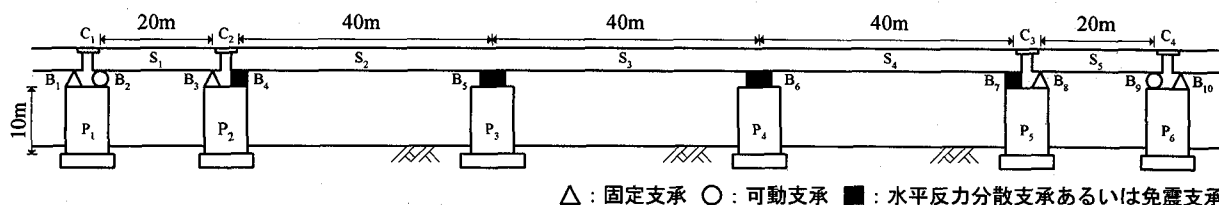


図-1 連続免震高架橋の解析モデル

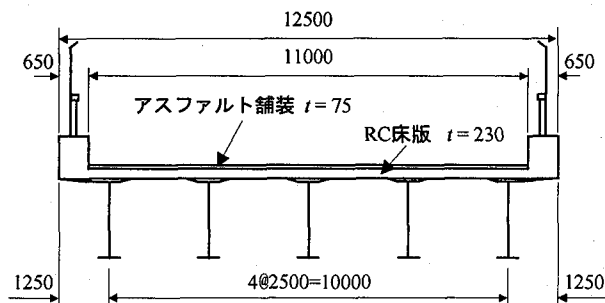


図-2 上部工の断面図 (単位: mm)

表-1 橋脚の材料特性

降伏点応力 (σ_y)	(MPa)	353
ヤング率 (E)	(GPa)	206
ひずみ硬化率		0.01
単位体積重量	(KN/m ³)	77.1

表-2 橋脚の構造諸元

	$P_1, P_2, P_4 \sim P_6$	P_3
b_f (m)	2	2
b_f/b_w	1	1
$b_f/t_f, b_w/t_w$	80	60
R_R	0.34	0.26
n	4	4

表-3 上部工の構造諸元

	S_1, S_5	S_2, S_3, S_4
L (m)	20	40
A_b (m ²)	3.02	3.02
I_b (m ⁴)	10.3	10.3
W (MN)	2.35	5.26

今日まで、鋼製支承の破損に伴う隣接桁の衝突に関する研究^{2),3)}、緩衝装置による桁間衝突の低減効果に関する研究^{4)~9)}、落橋防止構造の動的特性と有効性に関する研究^{10)~13)}などが多岐にわたってなされてきた。しかし、鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承へ取り替えた高架橋の耐震補強効果に関する研究はあまりみあたらない。また、桁間衝突が危惧されるような高架橋の免震設計に関して、免震支承の設計変位や一次剛性と降伏荷重との関係は定かでない¹⁾。

ここでは、鋼製橋脚で支えられた既設高架橋に対して、鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承に取り替えた場合、隣り合う桁同士の衝突を考慮した橋梁系全体の動的挙動を明かし、その耐震補強の効果を検討する。また、免震支承の設計変位や特性が連続高架橋の地震応答に及ぼす影響を検討する。

2. 連続免震高架橋のモデル化と入力地震動

2.1 解析モデル

隣り合う橋梁の固有振動周期が異なることを考え、図-1に示す3径間連続桁橋と2連の単純桁橋からなる橋梁系を解析の対象とする。説明の便宜上、左側から順に橋脚を $P_1, \dots, P_6$ 、上部工を $S_1, \dots, S_5$ 、支承を $B_1, \dots, B_{10}$ 、落橋防止装置を $C_1, \dots, C_4$ と名付ける。橋梁系は上部工、落橋防止装置、支承、鋼製橋脚、基礎-地盤系からなり、つぎのようにモデル化される。

(1) 鋼製橋脚

鋼製橋脚は鋼種 SM490Y で製作され、その応力-ひずみ関係はひずみ硬化を考慮した bi-linear 型とした。その材料特性を表-1に示す。6本の橋脚はすべて10mの高さで、その断面は正方形 ($b_f/b_w=1$)、フランジの幅と厚さが b_f, t_f 、腹板の幅と厚さが b_w, t_w である。なお、一般に鋼製橋脚は補剛断面からなるが、ここではそれと等価な無補剛断面にモデル化した¹⁴⁾。その幅厚比パラメータ R_R は、

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

で与えられる。ここに、 μ はポアソン比、 k_R は座屈係数 ($=4n^2$)、 n は補剛材で区切れたパネル数である。それらの諸元を表-2に示す。

(2) 上部工

上部工は、図-2に示す5主桁からなる連続非合成鋼I桁および単純合成鋼I桁である。各支間での支間長、断面積、断面2次モーメント、重量はそれぞれ L, A_b, I_b, W である。また、 B_1 と B_{10} の支承が支える上部工は S_1 と S_5 の上部工と同等とする。それらの諸元を表-3に示す。ただし、RC床版の断面積と断面2次モーメントは等価な鋼断面に換算した¹⁵⁾。

(3) 支承

支承として、鋼製支承、水平反力分散支承、ならびに、免震支承を対象とする。それぞれの支承を十分に剛な鉛

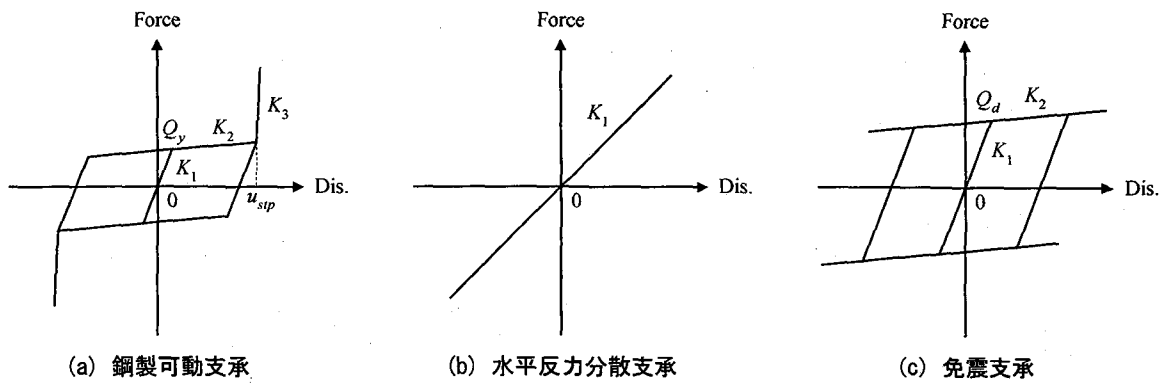


図-3 支承の復元力特性

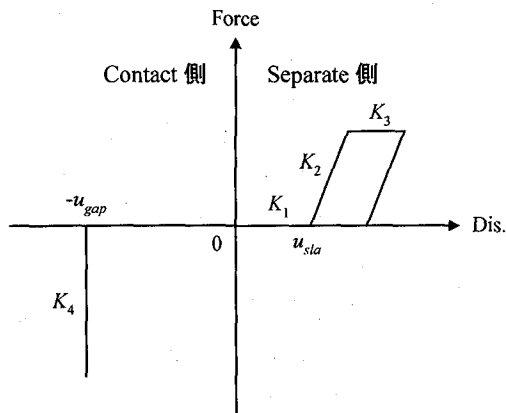


図-4 衝突バネの履歴曲線

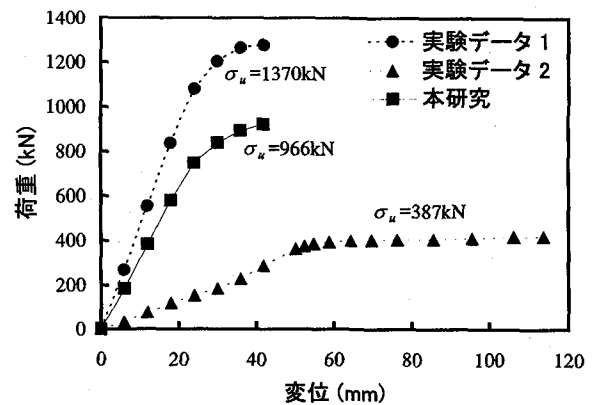


図-5 桁間連結ケーブルの荷重-変位曲線

直バネと、図-3 に示す履歴特性を有する水平バネにモデル化した。鋼製支承で支えられた高架橋の場合、 B_1 , B_3 , B_5 , B_8 , B_{10} の支承を固定、残りを可動とする。また、水平反力分散支承や免震支承で支えられた高架橋の場合、 B_4 , B_5 , B_6 , B_7 の支承すなわち 3 径間連続桁橋部分の支承を水平反力分散支承か免震支承、両側径間の単純桁橋の支承を鋼製支承とする。支承の復元力特性は、以下のとおりである。

(a) 鋼製支承

固定支承には、極めて剛な線形の水平剛性を仮定する。可動支承は、一定の水平力がかかるまでの間、摩擦で抵抗する。それ以降は可動し、変位が制限量に達すると、変位制限装置によって拘束される。ここに K_1 , K_2 , K_3 はそれぞれ 1 次、2 次、3 次の剛性である。 Q_y は静止摩擦力、 u_{stp} は変位制限装置までの遊間である。それらの諸元を表-4 に示す¹⁶⁾。

(b) 水平反力分散支承

水平反力分散支承の履歴にゴムの線形履歴を仮定する。ここに、 K_1 は積層ゴムの剛性である。その諸元は文献 17) を参考に決定した。

(c) 免震支承

免震支承に鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いる。すなわち、これを bi-linear な履歴特性で表現される水平バ

表-4 鋼製支承の諸元

	$B_1, B_3, B_5, B_8, B_{10}$	B_2, B_9	B_4, B_6	B_7
K_1 (MN/m)	980×10^3	49.0	49.0	49.0
K_2 (kN/m)	—	9.8	9.8	9.8
K_3 (MN/m)	—	588.0	588.0	588.0
Q_y (kN)	—	59.0	131.5	372.5
u_{stp} (m)	—	0.06	0.08	0.10

表-5 桁間連結ケーブルの諸元

	C_1	C_2	C_3	C_4
K_1 (MN/m)	0.0	0.0	0.0	0.0
K_2 (MN/m)	7.2	30.4	30.4	7.2
K_3/K_2	0.01	0.01	0.01	0.01
K_4 (GN/m)	980.0	980.0	980.0	980.0
Q_y (kN)	330	826	826	330
u_{gap} (m)	0.06	0.08	0.11	0.06
u_{sla} (m)	0.05	0.05	0.05	0.05

ネと剛な鉛直バネで表現する。ここに K_1 , K_2 はそれぞれ 1 次と 2 次の剛性、 Q_d は降伏荷重である。表-6 に示す諸元は文献 18) を参考に決定した。

(4) 落橋防止装置および桁間衝突

桁間連結ケーブルを隣り合う桁間に設けられる落橋防止装置として採用し、桁同士の接触、離反、衝突力の伝播などの衝突現象を図-4の履歴特性で与えられる衝突バネ^{3), 19)}で表現した。すなわち、桁間が初期の桁遊間よりも狭くなる状態(Contact側)では、衝突バネの変位が桁遊間 u_{gap} 以下になると、桁同士の衝突が生じ、橋桁の変位が拘束される。一方、桁間が広がる状態(Separate側)では、衝突バネの変位が桁間連結ケーブルの遊び長 u_{sla} 以上になると、桁間連結ケーブルが作動し、橋桁の離反が防止される。ここに K_1, K_2, K_3, K_4 はそれぞれ1次, 2次, 3次, 4次の剛性、 u_{gap} は桁遊間、 u_{sla} は桁間連結ケーブルの遊び長である。それらの諸元を表-5に示す。なお、桁間連結ケーブルの剛性(K_2)は、図-5に示す桁間連結ケーブルの履歴曲線の傾きから求め、その履歴をbi-linearな関係にモデル化した。図中、点線と破線は実験で得られた桁間連結ケーブルの荷重-変位関係¹²⁾である。また、実線は本解析での桁間連結ケーブルの荷重-変位関係を示す。この関係は、実験で用いられた引張強さの異なる2本の桁間連結ケーブルの荷重-変位関係を参考に、これら2本の桁間連結ケーブルの引張強さに基づいて描いたものである。

(5) 基礎-地盤系

高架橋の設置地盤をⅢ種地盤とした。基礎を1質点の剛体でモデル化し、地盤を水平・鉛直・回転の3自由度からなるバネで表現した。文献20)を参考に、水平、鉛直、回転の3剛性をそれぞれ0.76 (GN/m), 9.80 (GN/m), 14.8 (GNm/rad)とした。

2.2 入力地震動

入力地震動には、兵庫県南部地震時に東神戸大橋周辺地盤上で観測された地震加速度波形を採用し、解析モデルの橋軸方向に作用するものとした。その波形を図-6に示す。なお、データの時間間隔は0.005secである。

3. 運動方程式の定式化とその解法

3.1 解析上の仮定

橋梁の運動方程式をつぎの仮定のもとに誘導した。

- ① 連続高架橋は橋軸方向に振動する。
- ② 薄肉箱形断面の鋼製橋脚は局部座屈しない。
- ③ 橋脚と橋桁はそれぞれ弾塑性有限変位と弾性微小変位の挙動を呈する。
- ④ 橋梁の振動には、Rayleigh減衰を適用する。

3.2 運動方程式の定式化

解析モデルの橋桁と橋脚を有限個のはり-柱要素に離散化する。その運動方程式をHamiltonの原理に基づいて、また支承と基礎-地盤系のそれを復元力と外力のつり合いから誘導する。橋脚と橋桁の有限要素は変形後

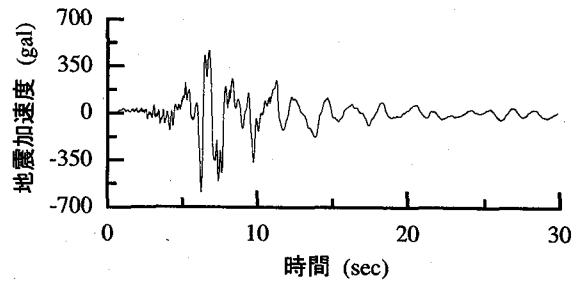


図-6 地震加速度波形

の更新座標を基準とする Up-dated Lagrangian 手法で、支承と基礎-地盤系の要素は初期座標を基準とする Total Lagrangian 手法で誘導する。

構造系の運動方程式を誘導すれば、

$$[M]\{\Delta\ddot{\delta}\} + [C]\{\Delta\dot{\delta}\} + [K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta F\} + \{F_n\} - \{R_n\} \quad (2)$$

ここに $\{\Delta\ddot{\delta}\}$, $\{\Delta\dot{\delta}\}$, $\{\Delta\delta\}$, $\{\Delta F\}$ はそれぞれ平衡状態 $n+1$ (時刻 $t+\Delta t$)における構造系の増分加速度, 増分速度, 増分変位, 増分節点力, $(\{F_n\} - \{R_n\})$ は平衡状態 n (時刻 t)における不平衡節点力である。また、 $[M]$, $[C]$, $[K]$ はそれぞれ構造系の質量, 減衰, 剛性のマトリックスである。ただし、 $[M]$ には集中質量マトリックスを用いた。

3.3 直接時間積分法

式(2)を解くため、Newmarkの β 法を適用する。この方法によれば、増分の速度 $\{\Delta\dot{\delta}\}$ と加速度 $\{\Delta\ddot{\delta}\}$ が

$$\{\Delta\dot{\delta}\} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\{\Delta\delta\} - \frac{\gamma}{\beta}\{\dot{\delta}_n\} - \frac{\Delta t}{2\beta}(\gamma - 2\beta)\{\ddot{\delta}_n\} \quad (3)$$

$$\{\Delta\ddot{\delta}\} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\{\Delta\delta\} - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{\delta}_n\} - \frac{1}{2\beta}\{\ddot{\delta}_n\} \quad (4)$$

で与えられる。ここに β, γ はこの方法に固有な定数、 Δt は時間間隔である。

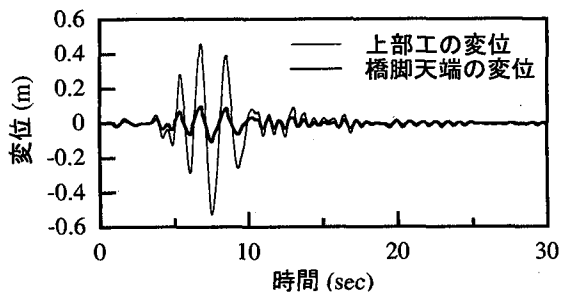
式(3)と式(4)を運動方程式(2)に代入し整理すれば、増分変位 $\{\Delta\delta\}$ を未知数とする多元連立非線形代数方程式

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C] + [K] \right] \{\Delta\delta\} \\ &= \left[\frac{1}{\beta\Delta t}[M] + \frac{\gamma}{\beta}[C] \right] \{\dot{\delta}_n\} \\ &+ \left[\frac{1}{2\beta}[M] + \frac{\Delta t}{2\beta}(\gamma - 2\beta)[C] \right] \{\ddot{\delta}_n\} + \{\Delta F\} + (\{F_n\} - \{R_n\}) \end{aligned} \quad (5)$$

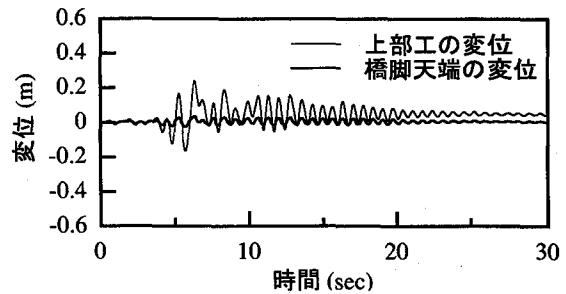
を得る。

3.4 多元連立非線形代数方程式の解法

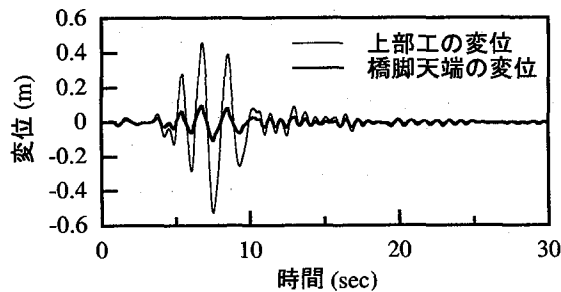
多元連立の非線形代数方程式(5)を反復法と Newton-Raphson 法を併用した混合法で解く。ただし、反復過程で、最新の増分変位 $\{\Delta\delta_i\}$ と累積のそれ $\sum_{k=1}^i \{\Delta\delta_k\}$ との比



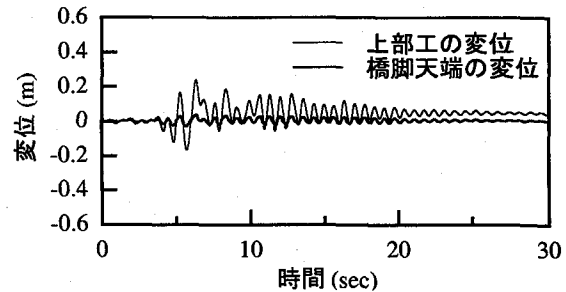
(a) P₃橋脚



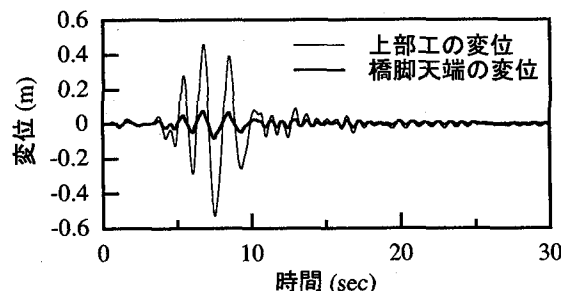
(a) P₃橋脚



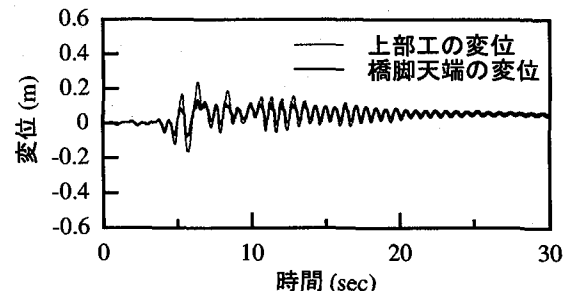
(b) P₄橋脚



(b) P₄橋脚



(c) P₅橋脚



(c) P₅橋脚

(1) 隣接桁間の衝突を考慮しない場合 (Case 1)

(2) 隣接桁間の衝突を考慮した場合 (Case 2)

図-7 設計変位 35cm の免震支承に対する上部工と橋脚天端の変位応答曲線

$$\left| \frac{\sum_{k=1}^i \{\Delta \delta_k\}}{\sum_{k=1}^i \{\Delta \delta_k\}} \right| \leq \varepsilon \quad (6)$$

が許容値 ε に収まれば、解は収束したものとする。

3.5 衝突荷重

2 質点の衝突を考える。いま、質量 m_1 , m_2 の物体が速度 v_1 , v_2 で完全弾性衝突を起こし、速度がそれぞれ v'_1 , v'_2 になったとする。衝突によって物体から与えられる力積は、運動量保存則から、

$$m_1 v_1 + m_2 v_2 = m_1 v'_1 + m_2 v'_2 \quad (7)$$

で表される。また、反発係数 e は

$$e = -\frac{v'_2 - v'_1}{v_2 - v_1} \quad (8)$$

である。質量 m_1 の運動量変化は、衝突で質量 m_2 から与えられる力積 $F \Delta t$ に等しいので、

$$F \Delta t = m_1 v'_1 - m_1 v_1 \quad (9)$$

表-6 免震支承の諸元 (設計変位 35cm)

	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K_1 (MN/m)	58	86	73	58
Q_d (MN)	0.736	1.308	0.945	0.736
S (cm ²)	55×60	80×80	65×65	55×60
H (cm)	14.0	19.0	14.0	14.0
n_r	10	10	10	10

式(9)を式(7)と式(8)に代入すれば、衝突荷重 P が

$$F = \frac{m_1 m_2 (1+e)}{\Delta t (m_1 + m_2)} (v_2 - v_1) \quad (10)$$

のように求められる^{21), 22)}。ただし、完全非弾性衝突を仮定し、 $e=0$ とした。

4. 数値解析結果とその考察

既設高架橋を支える鋼製支承が水平反力分散支承か免

表一7 水平反力分散支承の諸元 (設計変位 35cm)

	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K ₁ (MN/m)	79	119	94	79
S (cm ²)	60×60	75×75	65×65	60×60
H (cm)	15.0	15.2	14.4	15.0
n _r	10	8	9	10

表一8 解析条件の一覧

支承の種類	鋼製支承	水平反力分散支承	免震支承
桁同士の衝突	無	有	有

表一9 橋脚天端の最大応答変位と残留変位

	P ₃ 橋脚	P ₄ 橋脚	P ₅ 橋脚	P ₆ 橋脚
鋼製支承	0.142 (0.004)	0.071 (0.007)	0.077 (0.002)	0.031 (0.001)
水平反力分散支承	0.071 (0.012)	0.072 (0.013)	0.219 (0.068)	0.174 (0.130)
免震支承	0.048 (0.007)	0.044 (0.007)	0.148 (0.060)	0.097 (0.059)

単位: m ()内は残留変位を表す

震支承に取り替えられる場合を想定し、隣接する桁同士の衝突を加味した橋梁系の地震応答を明らかにする。また、免震支承の設計変位や特性が高架橋の地震応答に及ぼす影響も検討する。

4.1 桁同士が衝突する高架橋の地震応答

免震化された高架橋の上部工が地震時に隣接する桁と衝突する場合の地震応答を明らかにする。ここに、設計変位が 35cm の免震支承を用いた。この諸元は、両側径間の単純桁橋 2 連を取り去った 3 径間連続桁橋のみの時刻歴応答において、図一6 の地震波が作用しても、免震支承を使用した場合にはすべての橋脚が塑性化しないように決定された。その他の支承条件の場合にも同一の橋梁を解析した。また、支承の設置スペースを考え、その総厚が 30cm を越えないようにした。免震支承の 1 次と 2 次の剛性比は $K_1/K_2=6.5$ である⁶⁾。それらの諸元を表一6 に示す。ここに、 K_1 は 1 次剛性、 Q_d は降伏荷重、 S は有効平面寸法 (長さ×幅)、 H はゴムの総厚、 n_r はゴムの総数である。

隣接する桁同士の衝突を無視した場合 (Case 1) と考慮した場合 (Case 2) について、P₃、P₄、P₅ の橋脚における天端と上部工の変位応答を図示すれば、図一7 を得る。

図から明らかなように、衝突を無視した場合 (Case 1)、いずれの橋脚もほぼ同程度の弾性挙動を呈し、その最大応答変位は約 10cm であった。上部工の最大応答変

表一10 免震支承の諸元

(a) 設計変位 15cm

	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K ₁ (MN/m)	100	159	136	100
Q _d (MN)	1.730	2.565	2.044	1.730
S (cm ²)	75×85	95×95	85×90	75×85
H (cm)	27.0	28.6	24.0	27.0
n _r	15	13	12	15

(b) 設計変位 20cm

	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K ₁ (MN/m)	96	144	121	96
Q _d (MN)	1.308	2.044	1.583	1.308
S (cm ²)	70×70	85×90	75×80	70×70
H (cm)	12.0	13.2	12.0	12.0
n _r	8	6	6	8

(c) 設計変位 25cm

	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K ₁ (MN/m)	95	139	114	95
Q _d (MN)	0.945	1.583	1.181	0.945
S (cm ²)	60×65	80×80	70×70	60×65
H (cm)	9.8	10.8	10.2	9.8
n _r	7	6	6	7

(d) 設計変位 30cm

	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K ₁ (MN/m)	71	99	85	71
Q _d (MN)	0.837	1.443	1.060	0.837
S (cm ²)	60×65	80×80	65×70	60×65
H (cm)	13.5	16.0	12.8	13.5
n _r	9	8	8	9

位は約 50cm に達した。

一方、隣接する桁同士の衝突を考慮した場合 (Case 2)、桁かけ違い部での P₂ あるいは P₅ 橋脚上で上部工同士が衝突し、B₃ あるいは B₈ の固定支承で支えられる上部工 S₁ あるいは S₅ が 3 径間連続桁橋の変位を拘束したため、橋脚の応答変位は約 20cm 以内に抑えられた。ただし、桁かけ違い部のある P₅ 橋脚では、上部工の衝突で橋脚天端の応答変位が増加し、橋脚が塑性化して残留変位が生じた。これは、隣接する桁同士の衝突を無視した場合 (Case 1) に免震支承に吸収された地震力が、桁同士の衝突を考慮した場合 (Case 2) には、それが桁同士の衝突で P₅ 橋脚に作用したためと考えられる。

4.2 支承の違いによる高架橋の地震応答の相違

支承が高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにするため、鋼製支承、水平反力分散支承、免震支承で支えられた高架橋を解析した。ただし、水平反力分散支承の設

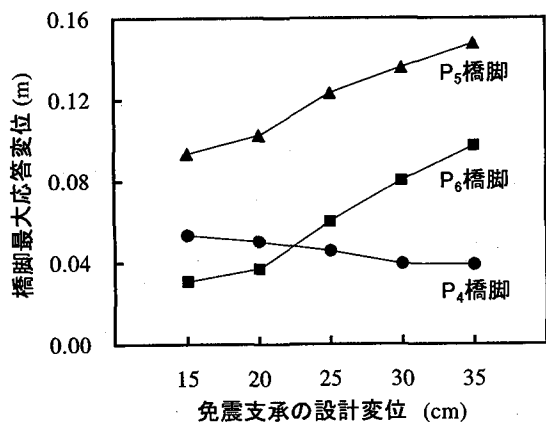


図-8 免震支承の各設計変位に対する橋脚の最大応答変位

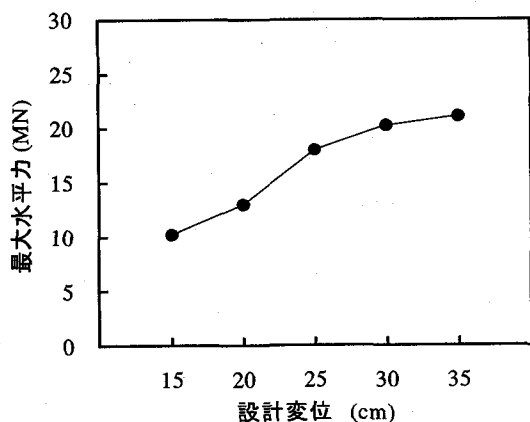


図-9 P₅橋脚上の衝突バネに作用する最大水平力

計変位は、免震支承で支えられた高架橋の地震応答との比較を念頭に、4.1での解析で用いた免震支承と同じ35cmとした。その諸元を表-7に示す。

3種類の支承で支えられた高架橋を表-8に示す桁同士の衝突条件のもとに動的解析した結果、橋脚天端での最大応答変位と残留変位が表-9のように求められた。この結果、鋼製支承で支えられた高架橋の場合、可動支承が変位制限装置に達するまでの間、固定支承が設けられたP₃橋脚に3径間連続桁橋のすべての慣性力が集中するため、大きく塑性化する。

一方、水平反力分散支承や免震支承で支えられた高架橋の場合、地震力は4本の橋脚に分散された。ただし、上部工の衝突によって、P₅橋脚は塑性化し、大きな残留変位が生じた。また、P₆橋脚は、P₅橋脚上での上部工の衝突で、P₅橋脚の応答変位とともに大きく変位する。それゆえ、鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承へ取り替える場合、桁かかり長を満足する範囲で衝突が生じない程度に桁遊間量を拡げることや桁間に衝突緩衝装置を設けるなどして桁同士の衝突を緩和することが望まれる。

表-11 免震支承の諸元

(a) 設計変位 15cm

		B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
model 1	K ₁ (MN/m)	100	159	136	100
	Q _d (MN)	1.730	2.565	2.044	1.730
model 2	K ₁ (MN/m)	119	185	154	119
	Q _d (MN)	1.583	2.385	1.884	1.583
model 3	K ₁ (MN/m)	138	210	168	138
	Q _d (MN)	1.443	2.211	1.730	1.443
model 4	K ₁ (MN/m)	155	230	186	155
	Q _d (MN)	1.308	2.044	1.583	1.308
model 5	K ₁ (MN/m)	168	247	201	168
	Q _d (MN)	1.181	1.884	1.443	1.181

(b) 設計変位 20cm

		B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
model 1	K ₁ (MN/m)	96	144	121	96
	Q _d (MN)	1.308	2.044	1.583	1.308
model 2	K ₁ (MN/m)	119	174	145	119
	Q _d (MN)	1.181	1.884	1.443	1.181
model 3	K ₁ (MN/m)	138	193	154	138
	Q _d (MN)	1.060	1.730	1.308	1.060
model 4	K ₁ (MN/m)	148	208	169	148
	Q _d (MN)	0.945	1.583	1.181	0.945
model 5	K ₁ (MN/m)	158	223	176	158
	Q _d (MN)	0.837	1.443	1.060	0.837

(c) 設計変位 25cm

		B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
model 1	K ₁ (MN/m)	95	139	114	95
	Q _d (MN)	0.945	1.583	1.181	0.945
model 2	K ₁ (MN/m)	112	159	129	112
	Q _d (MN)	0.837	1.443	1.060	0.837
model 3	K ₁ (MN/m)	123	176	140	123
	Q _d (MN)	0.736	1.308	0.945	0.736
model 4	K ₁ (MN/m)	135	187	149	135
	Q _d (MN)	0.641	1.181	0.837	0.641
model 5	K ₁ (MN/m)	144	198	156	144
	Q _d (MN)	0.553	1.060	0.736	0.553

4.3 免震支承の設計変位と地震応答との関係

免震支承の設計変位が高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。すなわち、表-6に示した免震支承の設計変位を5cm刻みで減少させた4種類の免震支承を考え、それらで支持された高架橋の動的解析を行った。それらの諸元を表-10(a)～(d)に示す。

支承の設計変位が異なる高架橋において、P₄、P₅、P₆

橋脚における橋脚天端での最大応答変位を図示すれば、図-8を得る。図から明らかなように、いずれの免震支承で支えられた高架橋においても P_5 橋脚はその他の橋脚より大きく変位する。また、支承の設計変位が減少すれば、 P_4 橋脚のそれは増加した。これは、支承の設計変位が小さくなるに反して支承の剛性が大きくなるため、橋脚に作用する地震力が増加し、 P_4 橋脚の応答変位が増加したものと考えられる。一方、 P_5 と P_6 橋脚での最大変位は減少した。これは、支承の設計変位が小さくなるほど支承の剛性が大きくなるため、上部工の応答変位の減少によって桁同士の衝突による衝撃力が減少し、 P_5 と P_6 橋脚の応答変位が減少したものと考えられる。したがって、桁間衝突による P_5 橋脚や P_6 橋脚の応答変位の増加を抑えるために支承の設計変位を小さくしようとすれば、 P_4 橋脚の応答変位が増大するので注意を要する。

P_5 橋脚上の衝突バネに作用する最大水平力を 5 種類の免震支承に対して求めれば、図-9を得る。図から明らかなように、設計変位が大きい免震支承で支えられた高架橋ほど、隣接桁の衝突による衝撃力は大きい。これは、免震支承の剛性低下に伴って、衝突時の隣接する上部工の相対速度、すなわち、式(10)における $(v_2 - v_1)$ の値が増加するためと考えられる。また、図-8と図-9から、衝突バネに作用する水平力が大きいほど橋脚天端の最大応答変位も大きく、橋脚天端の変位は衝突バネに作用する水平力の大きさに依存することがわかる。

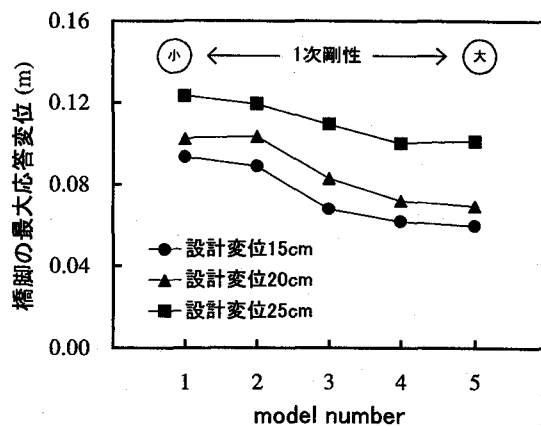
4.4 免震支承の特性と地震応答との関係

免震支承の特性が高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにするため、設計変位が 15cm, 20cm, 25cm の 3 種類の免震支承に対して、1 次剛性と降伏荷重が異なる 5 種類の支承で支えられる高架橋を動的解析した。ここに、支承の免震機能としての特性が異なる 5 種類の高架橋を、免震支承の剛性の小さい順に model 1, ..., model 5 と称する。それらの諸元を表-11に示す。

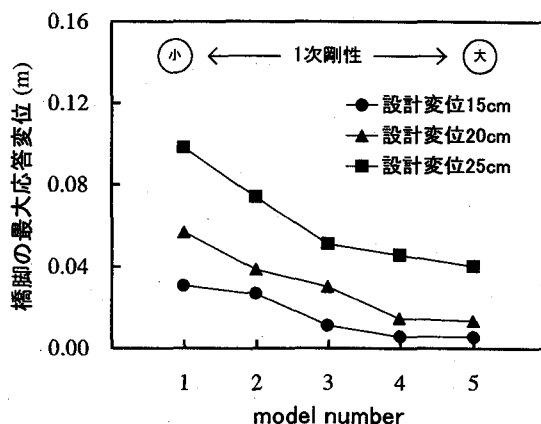
それぞれの model に対し、 P_5 橋脚と P_6 橋脚での最大応答変位を図示すれば、図-10を得る。図から明らかなように、いずれの設計変位でも、高架橋を支える免震支承の剛性が小さくなるほど、橋脚の最大応答変位は増加する。これも 4.3 で述べたように、免震支承の剛性低下に伴って、衝突時の隣接する上部工の相対速度が増加したためと考えられる。したがって、免震支承の設計変位が等しい場合、可能なかぎり免震支承の剛性を大きく、降伏荷重を小さくすれば、地震時における橋脚の応答変位を抑えることができる。

5. あとがき

鋼製橋脚で支えられた既設高架橋を対象に、鋼製支承を水平反力分散支承あるいは免震支承に取り替えた場合



(a) P_5 橋脚



(b) P_6 橋脚

図-10 5 種類の model に対する P_5 橋脚と P_6 橋脚の最大応答変位

の隣接桁間の衝突現象を考慮した高架橋の地震応答特性を明らかにした。また、免震支承の設計変位や免震特性が連続免震高架橋の地震応答特性に及ぼす影響を検討した。数値解析の結果を要約すれば、つぎのとおりである。

- (1) 桁かけ違い部の橋脚上で上部工同士が衝突すれば、固定支承で支えられる隣接の上部工が 3 径間連続桁橋の変位を拘束するため、橋脚の応答変位が約 20cm 以内に抑えられた。ただし、隣接する桁同士の衝突を無視した場合に免震支承によって吸収された地震力が、桁同士の衝突を考慮した場合、それが桁同士の衝突によって橋脚に作用するため、橋脚は大きく変位した。
- (2) 鋼製支承を有する高架橋の場合、可動支承が変位制限装置に達するまでの間、固定支承が設けられた P_3 橋脚に 3 径間連続桁橋のすべての慣性力が集中するため、その橋脚は著しく塑性化した。また、水平反力分散支承や免震支承で支えられた高架橋の場合には、(1)で述べたような現象が起こる。したがって、鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承へ取り替える場合、上部工同士の衝突を緩和する対策、たとえ

ば、桁かかり長を満足する範囲で衝突が生じない程度に桁遊間量を拡げることや桁間に衝突緩衝装置を設けるなどして桁同士の衝突を緩和することが望まれる。

- (3) 免震支承の設計変位が異なる高架橋の地震応答を比べた場合、設計変位が小さい免震支承で支えられた高架橋ほど、単純桁橋における橋脚天端の最大応答変位は小さく、連続桁橋の応答変位は大きい。したがって、桁間衝突による単純桁橋の応答変位の増加を抑えるために支承の設計変位を少なくする場合、連続桁橋の応答変位の増加に対して注意を要する。また、単純桁橋における橋脚天端の最大応答変位は、衝突時の隣接する上部工の衝撃力に左右され、それが大きいほど橋脚天端の最大応答変位は大きい。
- (4) 免震支承の設計変位が等しい場合、可能なかぎり免震支承の剛性を大きく、降伏荷重を小さくすれば、地震時における橋脚の応答変位を抑えることができる。

参考文献

- 1) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996-12.
- 2) 家村浩和・宮本文穂・高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.659-666，1998-3.
- 3) 梶田幸秀・渡邊英一・杉浦邦征・丸山忠明・永田和寿：鋼製支承の損傷を考慮した連続高架橋の地震応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，pp.903-914，1999-3.
- 4) 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.129-142，1999-1.
- 5) 梶田秀幸・西本安志・石川信隆・香月 智・渡邊英一：桁間衝突現象のモデル化に関する一考察，土木学会論文集，No.661/I-53，pp.251-264，2000-10.
- 6) 越峠雅博・運上茂樹・足立幸郎・長屋和宏：弾塑性型特性を有する円筒型ゴム製緩衝装置の衝撃緩衝効果に関する実験研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.99-112，2001-4.
- 7) 長島文雄・皆川 勝・島田泰至・寺尾圭史・佐藤 豪：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する解析的検討，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，第7巻，pp.15-22，1999-11.
- 8) 頭井 洋・中野将志・大谷 修・岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系のエネルギー吸収型落橋防止構造に関する一検討，鋼構造論文集，日本鋼構造協会，第6巻，第24号，pp.55-64，1999-12.
- 9) 頭井 洋・中野将志・大谷 修・岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系の鋼製ベローズを用いたエネルギー吸収型落橋防止構造の等価線形化法による設計法，鋼構造論文集，日本鋼構造協会，第7巻，第28号，pp.33-44，2000-12.
- 10) 中島章典・庄司泰啓・安波博道・小野寺理：簡易モデルを用いた多径間連続高架橋システムの大地震時応答解析，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，第5巻，pp.313-320，1997-11.
- 11) 中島章典：多径間高架橋システムの大地震時応答解析，第2回土木鋼構造研究シンポジウム論文報告集，日本鋼構造協会，pp.14-21，1998-1.
- 12) 前野裕文・木納利和・小畑 誠・後藤芳顕：PC ケーブルを用いた落橋防止装置の動的挙動に関する実験，第2回免震・制震コロキウム，土木学会，pp.179-186，2000-11.
- 13) 川島一彦・渡邊学歩：斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.141-159，2001-4.
- 14) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1996-12.
- 15) 川島一彦・大志万和也・長谷川金二・運上茂樹・桶田憲一・前原康夫：道路橋の耐震設計計算例，山海堂，1992-2.
- 16) 中島章典・大嶽敦郎・安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，Vol.4，pp.9-16，1996-11.
- 17) 日本道路協会編：道路橋支承便覧，丸善，1991-7.
- 18) 土木研究センター編：建設省道路橋の免震設計マニュアル（案），1992-12.
- 19) 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，土木学会論文報告集，No.308，pp.123-126，1981-3.
- 20) 永田和寿・渡邊英一・杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，pp.593-602，1996-3.
- 21) 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，土木学会，Vol.46A，pp.929-938，2000-3.
- 22) 武野志之歩・伊津野和行：隣接橋梁間の地震時相対速度応答と衝突速度スペクトルに関する研究，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.163-175，2001-1.

(2001年9月14日受付)