

桁間衝突を考慮した免震橋の一簡易解析法

数見真生¹・成行義文²・平尾 潔³・後藤弘成⁴

¹ 正会員 工修 ㈱建設技術研究所 大阪支社技術第二部 (〒540-0008 大阪市中央区大手前1丁目2-15)

² 正会員 工博 徳島大学助教授 大学院工学研究科エコシステム工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町2-1)

³ フェロー 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町2-1)

⁴ 学生会員 徳島大学大学院工学研究科建設工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町2-1)

免震橋の桁間衝突が構造各部位の地震時応答に及ぼす影響を検討するために、まず免震橋を衝突ばねを含む6質点8自由度系にモデル化し、比較的簡便で多点入力も可能な非線形地震応答解析プログラムを作成した。レベル2の模擬地震動に対する解析結果をもとに桁間衝突が各部位の変位ならびに履歴吸収エネルギー等に及ぼす影響について比較検討するとともに、桁遊間距離と最大衝突時桁間速度ならびに最大桁間変位等との関係についても若干の検討を行った。本研究により、桁間衝突は基礎の応答に比較的大きな影響を及ぼしておりその水平残留変位を大きく増大させる場合があること、また最大衝突時桁間速度を極大にする桁遊間距離が存在すること、等がわかった。

Key Words : Pounding effect, seismically isolated bridges, non-linear seismic response analysis

1. はじめに

近年、地震時における橋梁の桁間衝突に関する研究が盛んに行われている^{1)~5)}。免震支承等の構造長周期化装置を用いる場合、現行の示方書⁶⁾では、桁間衝突を回避するために十分な遊間の確保が求められているが、大地震時には桁間衝突が発生する可能性が高いものと思われる。また一般に大地震時には、免震橋の支承部だけでなく、橋脚および基礎の応答も塑性域に達すると考えられるが、桁間衝突が、桁-免震支承-橋脚-基礎系の非線形相互作用に及ぼす影響についての検討はあまり成されていない。

本研究では、まず2つの振動単位で表される免震橋を想定し、それを中央に衝突ばねを有する6質点8自由度系にモデル化して、それに対する比較的簡便な非線形地震応答解析プログラムを作成した。なお、本解析法は2点入力⁷⁾対応となっている。ここでは、レベル2の模擬地震動を入力とした場合の解析結果より、桁間衝突が各部位の非線形応答に及ぼす影響ならびに桁遊間距離と最大衝突時桁間速度および最大桁間相対変位との関係等について若干の比較検討を行った。

2. 解析方法

図-1は、免震橋における1対の隣接橋脚(あるいは隣接振動単位)を、桁間に衝突ばねとダッシュポット⁴⁾を有するせん断型6質点8自由度系モデルで表したものである。本研究では、まずこのモデルに対する非線形地震応答解析プログラムを作成した。

本法では、2点入力を行うことができるが、その場合、各地震動加速度($\ddot{x}_{G1}$, $\ddot{x}_{G2}$)だけでなく、桁間衝突力および桁間粘性ダンパーの減衰力等を算定するために、地震動の変位(x_{G1} , x_{G2})および速度($\dot{x}_{G1}$, $\dot{x}_{G2}$)も同時に入力として与える必要がある。免震支承としては鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を想定し、Bilinear型の復元力履歴モデル⁸⁾を用いた。橋脚はRC橋脚とし、RC構造物の復元力履歴特性を大局的に表すQ-hystモデル⁹⁾を用いた。また基礎の復元力履歴モデルとしてはsway, rockingともにHardin-drnevichモデル¹⁰⁾を用いた。衝突ばねモデルとしては、図-2に示すような非線形ばねモデル²⁾を適用した。このモデルではマイナス側が桁間衝突を、またプラス側は桁間拡大に伴う落橋防止装置の

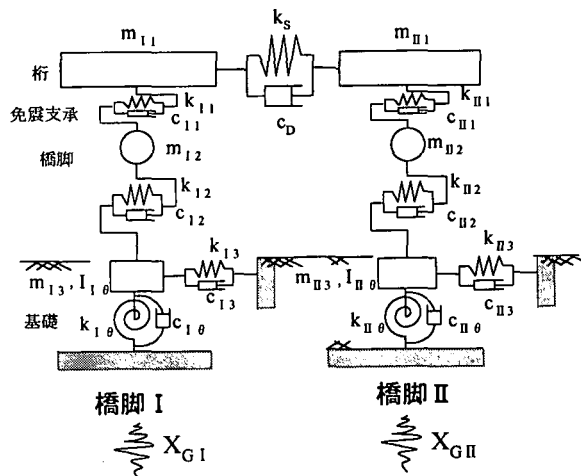


図-1 解析モデル

表-1 橋脚Ⅰの構造諸元

部材	剛性(kgf/cm)	降伏変位(cm)	弾塑性剛性比	減衰定数
免震支承	0.6068×10^5	1.15	0.1538	0.02
橋脚	0.8800×10^6	0.07914	0.1	0.05
基礎水平ばね	0.1410×10^7	0.1087		0.10
基礎回転ばね	0.2260×10^{12} (kgf・cm/rad)	0.003406 (rad)		0.10

	質量(kgf・sec ² /cm)	質点高さ(cm)
上部構造	0.7361×10^3	1638.1
橋脚	0.2025×10^3	1555.5
基礎	0.4686×10^3	0.0
基礎の回転慣性	0.2595×10^6 (kgf・cm・sec ²)	

作用等を表している。地震応答解析には Newmark の β 法($\beta=1/6$)を用いた。

3. 計算例

(1) 入力地震動

平成 8 年道路橋示方書⁶⁾に規定される地震時保有水平耐力法による照査用の加速度応答スペクトルを目標として作成した模擬地震動¹¹⁾を入力とした。2つの地震動タイプ(I, II)と3つの地盤種別(I, II, III)を組み合わせ、計6種類の模擬地震波を得たが、ここでは以下、地震動タイプII($M=7.2$, $\Delta=5\text{km}$)および地盤種別Iの場合の模擬地震動($A_{\max}=707.294\text{gal}$, 図-3 最上図参照)に対する解析結果を紹介する。

(2) 構造諸元

ここではまず、図-1に示した橋脚Ⅰの構造諸元を、文献 8)の3径間連続 PC 合成桁橋(I種地盤)の P_1 橋脚を参照して表-1のように設定した。橋脚Ⅱの上部構造質量は、橋脚Ⅰの質量の2倍、4倍、6倍の3種類(以下それぞれ case1, case2, case3 とする)とし、橋脚Ⅱのその他の構造諸元は橋脚Ⅰと同じとした。各 case の固有周期差比 $\Delta T/T=(T_{II}-T_I)/T_I$ はそれぞれ 0.283(case1), 0.489(case2), 0.582(case3)である。衝突ばね(図-2)の圧縮側ばね定数 k_{sc} は、文献 1)で用いられている桁の伸び剛性 $5.2 \times 10^5(\text{kgf/cm})$ とした。また圧縮側遊間は文献 8)より、震度法レベルでの免震支承の設計変位 $U_B=4.73\text{cm}$ に固有周期差補正係数 $C_B=(2)^{0.5}$ を乗じ、遊間余裕量を考慮して 10cm とした。また本解析では簡単のため桁間衝突のみ考慮することとし、引張側の遊間 $S_{BT}=\infty$ 、ばね定数 $k_{ST}=0.0$ とした。

(3) 桁間相対変位と衝突力の時刻歴応答波形

図-3は、桁間衝突を考慮した場合と無視した場合の桁間相対変位 $\bar{x}$ ならびに衝突力 F_s の時刻歴応答波形を前述の3つの case について示したものである。図中の破線は衝突変位($\bar{x}=-S_{BC}=-10\text{cm}$)を示して

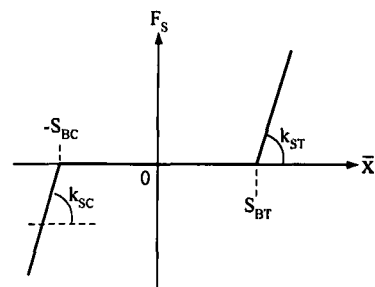
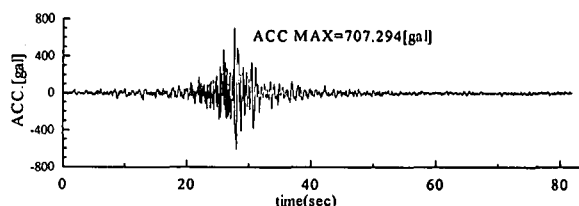
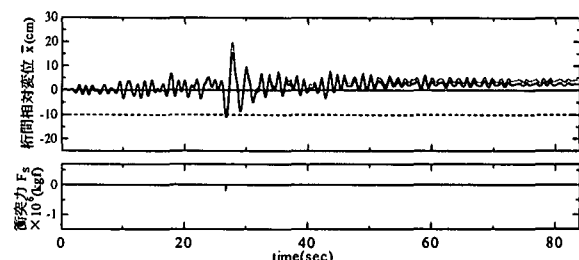


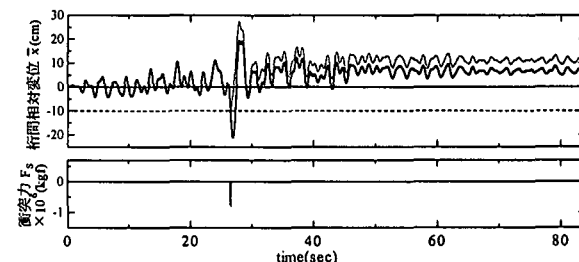
図-2 衝突ばねモデル



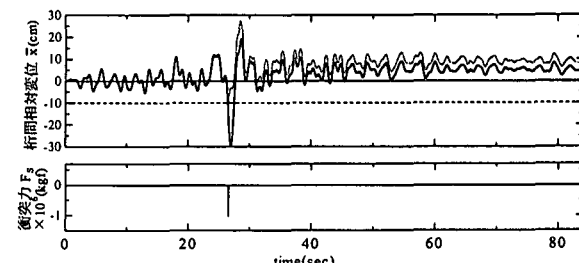
(a) 入力加速度(タイプII地震動, I種地盤)



(b) case1 ($m_{II}/m_{I1}=2$)



(c) case2 ($m_{II}/m_{I1}=4$)



(d) case3 ($m_{II}/m_{I1}=6$)

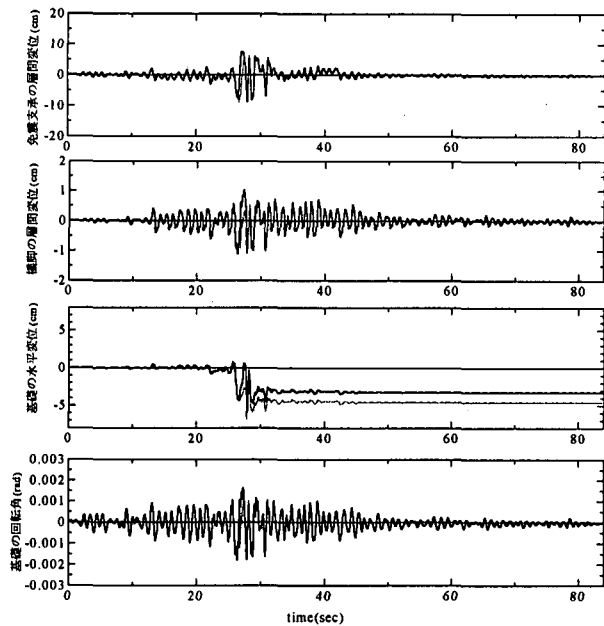
—— 衝突を考慮 —— 衝突を無視

図-3 桁間相対変位と衝突力の時刻歴応答波形

いる。同図より各 case とも 27 秒付近で一度だけ衝突現象が起きており、衝突力は桁質量比 (m_{II}/m_{I1}) が大きいほど大きくなっているのがわかる。また、衝突直後に反対側で最大桁間相対変位が発生しており、落橋の危険性が高くなっている。

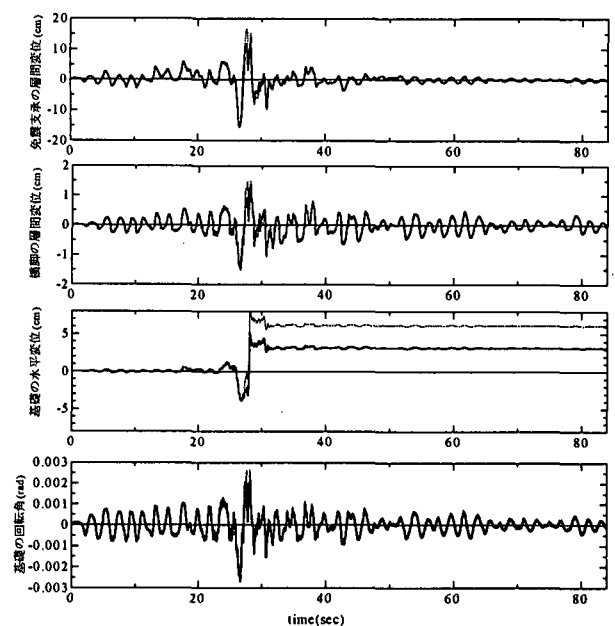
(4) 桁間衝突が各部位の応答に及ぼす影響

図-4は、case2 の場合の橋脚Ⅰ,Ⅱの各部位の変位応答の時刻歴を示したものである。衝突により、基礎



(a) 橋脚Ⅰ (case2)

—— 衝突を考慮 —— 衝突を無視

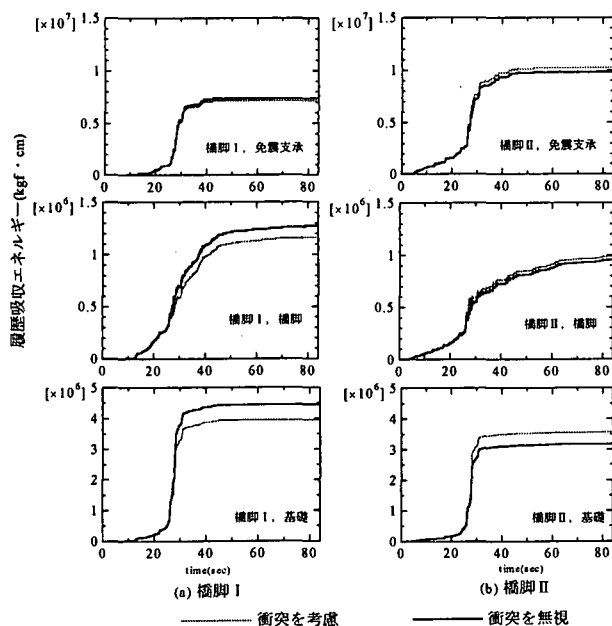


(b) 橋脚Ⅱ (case2)

—— 衝突を考慮 —— 衝突を無視

図-4 各部位の変位応答波形 (case2)

の最大水平変位および水平残留変位が大きく増大していることがわかる。図-5 は同様に橋脚Ⅰ、Ⅱの各部位の履歴吸収エネルギーの時刻歴応答を示したものである。桁間衝突により、各部位とも上部構造質量の小さい橋脚Ⅰ側の履歴吸収エネルギーが減少しており、逆に上部構造質量の大きい橋脚Ⅱ側の履歴吸収エネルギーが増大している。これらの図より、桁間衝突は相対的に基礎の sway 応答に大きな影響を及ぼしていることがわかる。



(a) 橋脚Ⅰ

(b) 橋脚Ⅱ

—— 衝突を考慮 —— 衝突を無視

図-5 各部位の履歴吸収エネルギーの時刻歴 (case2)

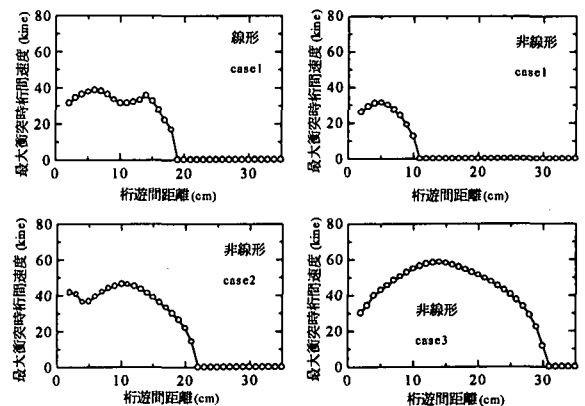


図-6 最大衝突時速度と桁遊間距離の関係

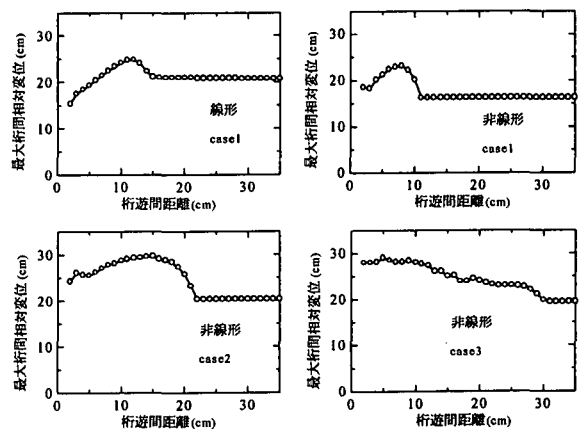


図-7 最大桁間相対変位と桁遊間距離の関係

(5) 桁遊間距離と最大衝突時桁間速度ならびに最大桁間相対変位との関係

図-6 は、桁遊間距離を 2 cm~35cm の間で変化させた場合の衝突時における桁の最大桁間速度を各 case ごとにプロットしたものであり、速度=0 の点はその遊間距離を採った場合、桁間衝突が生じないことを示している。また図中の「線形」は基礎を線形とした場合を示している。同図より、基礎の非線形化により桁間衝突が生じない最小遊間距離が小さくなること、また衝突時の最大桁間速度が小さくなることからわかる。また、基礎を非線形とした case1~3 の結果より、桁の質量比 (m_{H1}/m_{I1}) が大きいほど桁間衝突が生じない最小遊間距離が大きくなるとともに、最大衝突時桁間速度のピーク値も大きくなることからわかる。

図-7 は同様に最大桁間相対変位と桁遊間距離との関係を示したものである。同図より、非衝突時の最大桁間相対変位は基礎を非線形とした場合の方が小さいこと、また基礎が非線形の場合、桁質量比 (m_{H1}/m_{I1}) が 2 (case1) および 4 (case2) の場合には桁遊間距離-最大桁間相対変位曲線に明確なピークが見られるが、桁質量比が最も大きい case3 ($m_{H1}/m_{I1}=6$) の場合には最大桁間相対変位は桁遊間距離の増大に伴い単調減少する傾向が見られる。

4. おわりに

桁間衝突を考慮した比較的簡便な免震橋の地震応答解析法を導き、レベル 2 の模擬地震動に対する 1 対の橋脚系の解析結果より、桁間衝突が各部位の非線形応答に及ぼす影響、桁遊間距離と最大衝突時桁間速度および最大桁間相対変位との関係等について若干の比較検討を行った。以下に得られた主な知見を列挙する。

- 1) 桁間衝突は基礎の水平残留変位を増大させる。
- 2) 桁間衝突により桁質量の大きな橋脚側の各部位の履歴吸収エネルギーが増大するのに対し、桁質量の小さな橋脚側では逆に減少する。
- 3) 衝突が発生しない最小桁遊間距離は桁質量比 (>1) の増大に伴い大きくなる。
- 4) 最大衝突時桁間速度を極大にする桁遊間距離が存在する。また桁質量比が比較的小さい場合には、最大桁間相対変位を極大にする遊間距離が存在する。

今後は本解析法を用いて、落橋防止装置の作用あるいは桁と橋台パラペットの衝突等が免震橋の地震時非線形応答等に及ぼす影響ならびに桁間ダンパーの効果等についても検討する予定である。

参考文献

- 1) 大住道生・運上茂樹・近藤益央：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講演論文集，pp. 433-438，1998。
- 2) 星恵津子・川島一彦・庄司学：桁間衝突を緩和させるための圧縮側および引張側緩衝装置の有効性に関する研究，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講演論文集，pp. 233-236，1999。
- 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) 植原健治・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講演論文集，pp. 505-512，2000。
- 5) 吉澤努・田崎賢治・川神雅秀 他：けた衝突を考慮した橋システムの地震時挙動，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講演論文集，pp. 513-516，2000。
- 6) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，1996。
- 7) 畑田俊介・川島一彦・庄司学：多点入力を受ける橋梁の地震応答特性に関する研究，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講演論文集，pp. 349-356，2000。
- 8) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン (案) (免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書)，1989。
- 9) Saiidi M. : Hysteresis models for reinforced concrete, Proc. of ASCE, Vol. 108, ST5, pp. 1077-1087, 1982。
- 10) 防災研究協会：橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究 (その 2)，1987。
- 11) 沢田勉・目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第 17 回地震工学研究発表会講演概要，pp. 49-52，1983。

(2001. 5. 25 受付)