

## 単純桁橋の大地震時水平衝突応答解析

## Horizontal Collision Response Analysis of Simple Girder Bridge under Strong Earthquake

北見工業大学 ○学生員 内堀 康 (Yasushi Uchibori)  
北見工業大学 正員 三上 修一 (Mikami syuichi)  
㈱開発工営社 正員 青地 知也 (Aochi tomoya)

北見工業大学 正員 大島 俊之 (Toshiyuki Oshima)  
八千代エンジニアリング(株) 正員 小倉 裕介 (Yusuke Ogura)  
㈱日本製鋼所 正員 小枝 日出夫 (Hideo Koeda)

## 1. はじめに

兵庫県南部地震では、一般橋梁等において多数の鋼製支承が損傷を受けた。そこで近年、鋼製支承をゴム支承、免震支承に取り替える耐震補強設計がいくつか報告されている<sup>1), 2)</sup>。しかしここでゴム支承、免震支承を用いる場合、既設橋梁の橋端部で上部構造と橋台壁面との遊間距離確保が問題となり、上部構造の桁端部をワイヤーソーによって切断するなどして支承設計変位程度、上部構造が移動できるよう遊間を確保するなどの対応が取られている。その中で橋端部で十分遊間距離が確保できない場合の対応策として、上部構造と橋台壁面の間にハニカム構造を有する緩衝材を設置し、橋端部の衝突に対応する構造が提案されている。

そこで本研究では単純桁橋をモデル化して、橋端と橋台壁面との遊間が十分確保されず衝突する際の橋端部の挙動について数値解析を行い検討した結果を報告する。

## 2. 解析対象構造物モデル

本研究の面内解析モデルを図-1に示す。解析モデルは支間長30m、桁高1.99m、床版厚0.57mの単純桁橋で、上部構造、橋台および緩衝材は4節点平面要素でモデル化した。床版および橋台の鉄筋部は2節点はり要素を用いた。総節点数は494となっている。各要素の物性特性に用いた応力-ひずみ関係を図-2に示す。コンクリート部はコンクリートのクラック発生を考慮した低引張材料、鉄筋部は弾塑性材料とした。また橋台壁面に設置した緩衝材の物性特性を図-3に示す。緩衝材の構造は蜂の巣状をしたハニカム型(355×406×200mm)であり、これを

橋台壁面に敷き詰めている。上部構造の総重量は10.22MNで、橋台上に設置した支承バネによって支持されている。また本解析モデルでは道路橋示方書に従い標準貫入試験のN値に基づき、地盤バネを橋下面と背面に線形バネで設定している。橋端と橋台壁面に設置された緩衝材の間には衝突現象を簡易的に表現するために図-4に示すような衝突バネを設置した。衝突バネは橋端部に10本設置してあり、衝突バネ1本当りりの剛性は1000MN/mとしている。このモデルの上部構造に図-5に示すsin波1/2周期分の加速度を橋軸水平方向に入力して、解析時間1secとし、積分時間刻み $\Delta t=5 \times 10^{-6}$ secとした。なお、衝突方向の挙動を検討対象とするため、衝突方向と反対方向のA1橋台はモデル化を省略して解析を行った。また道路橋示方書で示されている現行の落橋防止システムでは、桁が橋台から落下しない様に十分な桁かかり長を確保し、ケーブルやブロック等で桁の移動を制限することとしている。したがってこの落橋防止システムの影響について本文6節のcase6-1、case6-2モデルにのみA1橋台側の橋軸方向に落橋防止バネを設置した。

本解析は、汎用構造解析プログラムMARCを使用した。

## 3. 支承条件の違いによる影響

## 3.1 解析概要

本節では、支承条件の違いにより橋端衝突挙動がどのように異なるか検討を行った。支承条件は耐震補強前を想定した鋼製支承の解析ケース、耐震補強後を想定したゴム支承、免震支承の解析ケースをそれぞれ図-6の様に

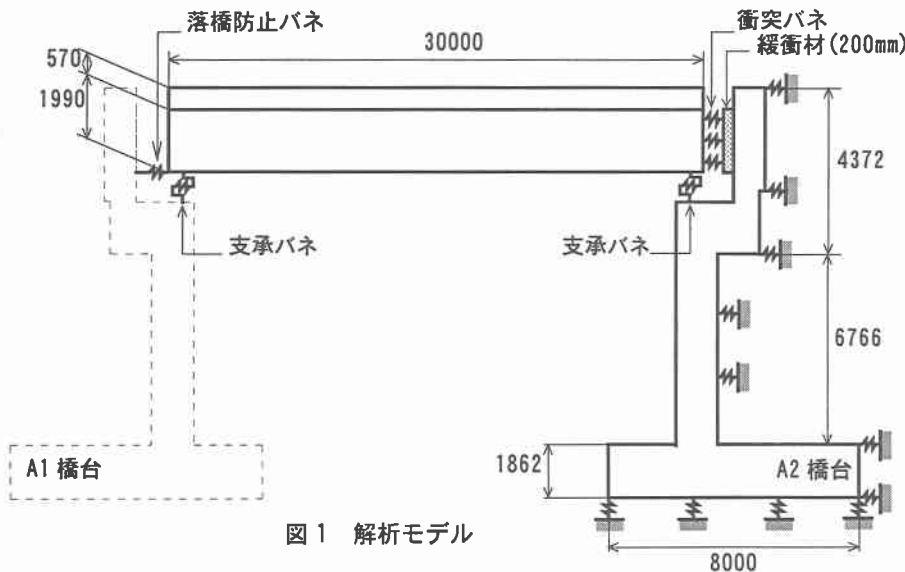


図1 解析モデル

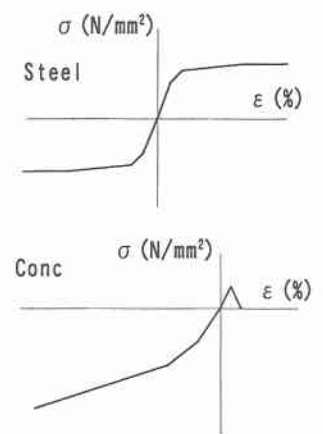


図2 応力-ひずみ関係図

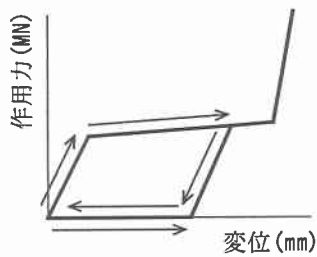


図3 緩衝材モデル

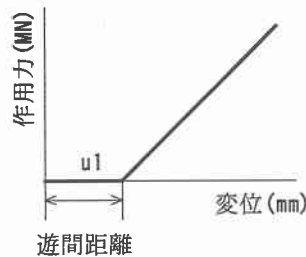


図4 衝突バネモデル

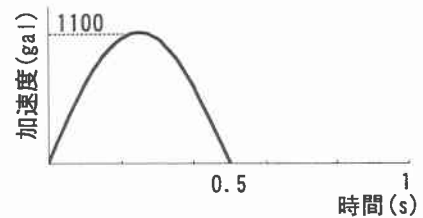


図5 入力加速度

モデル化して各支承条件下での挙動を検討した。バネ剛性については既往の研究<sup>3), 4)</sup>を参考に決定した。背面地盤N値は20相当に設定している。

鋼製支承はA1橋台側を固定支承、A2橋台側を可動支承とした。固定支承は図-6(a)の様にモデル化し、一次剛性K1は2.23GN/mでピン降伏までの剛性、二次剛性K2は0.3GN/mでピン破断までの剛性、三次剛性K3は17.15kN/mでピン破断後の状態で十分小さい値を用いた。可動支承は図-6(b)の様にモデル化し、一次剛性K1は85.75MN/mで支点反力が最大摩擦以下の状態での剛性、二次剛性K2は17.15kN/mで支承が滑り状態の剛性、三次剛性K3は1029MNで支承が移動制限量に達した時の剛性を示している。なおこのケースのA2橋台側橋端設定は、上部構造と橋台壁面の遊間距離を30mmとして、緩衝材設置はしていない。この解析ケースをcase3-1とする。

ゴム支承は線形バネとしてモデル化しバネ剛性K1は21.16MN/mとし、A1、A2側ともに同じ剛性のものを取り付けている。A2橋台側橋端設定については、このゴム支承モデルで事前に解析をしたところ、本論文入力加速度下では上部構造と橋台壁面の遊間距離を400mmに設定した場合衝突は起きなくなる。従って本解析モデルでは遊間距離を300mmに設定し、この遊間距離300mmの間の橋台壁面側に厚さ200mmの緩衝材を設置する。そのため上部構造と緩衝材との距離は100mmとなり、図4の遊間距離u1を100mmに設定した。この解析ケースをcase3-2とする。

免震支承は図-6(c)の様にモデル化し、その一次剛性K1は8.96MN/m、二次剛性K2は3.47MN/mとし、A1、A2側ともに同じ剛性のものを取り付けている。緩衝材の設定はcase3-2と同じ設定にしている。このケースをcase3-3とする。

### 3.2 解析結果

表-1には各ケースにおける上部構造応答加速度、上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突バネ最大作用力を示す。上部構造応答加速度

表1 解析結果の比較(支承条件)

	case3-1	case3-2	case3-3
遊間(mm)	30	300	300
緩衝材	×	○	○
上部構造応答加速度(gal)	385.4	638.0	929.7
上部構造最大応答変位(mm)	41.4	146.7	154.8
A2橋台最大応答変位(mm)	11.6	28.6	31.8
緩衝材変形量(mm)	—	18.6	25.1
衝突バネ最大作用力(MN)	19.77	41.15	45.55

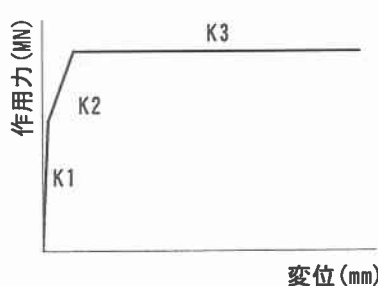
は衝突直前の加速度を示している。応答加速度に着目すると鋼製支承のcase3-1が385.4galと一番低く、衝突バネ作用力も約20MN程度となっている。しかし上部構造変位は41.4mmとなっており、A1橋台はモデル化を省略して固定してあるため、A1側に設置した固定支承も同じだけ変形したことを示している。case3-1で設定した固定支承は35mmでピンが破断するので、解析結果では支承は破断した状態となっている。

case3-2のゴム支承とcase3-3の免震支承のケースを比べると、case3-3の方が上部構造応答加速度はやや高くなっているが、橋端作用力はほぼ同じ約40MN程度となっている。case3-1に比べ衝突バネ作用力大きいのは、両解析ケースは支承の変形移動量を考慮して遊間が大きく、衝突時に上部構造応答加速度が大きくなっているためである。これは、上部構造に入力した加速度の最大値を一定にしたためであり、実際には免震支承による長周期化によって入力加速度は小さくなる。

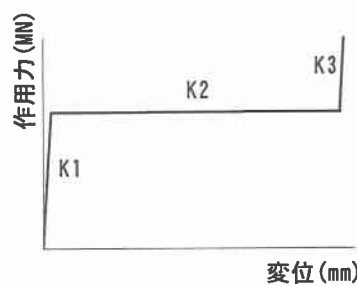
衝突時の橋台への影響を考えた際、本節の解析条件下ではゴム支承、免震支承の解析ケースの方が影響が大きいと考えられるので次節で検討する。

## 4. 緩衝材設置効果と橋台への影響

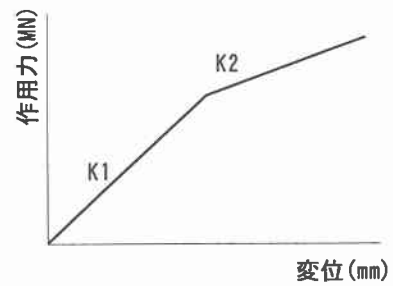
### 4.1 解析概要



(a) 固定支承

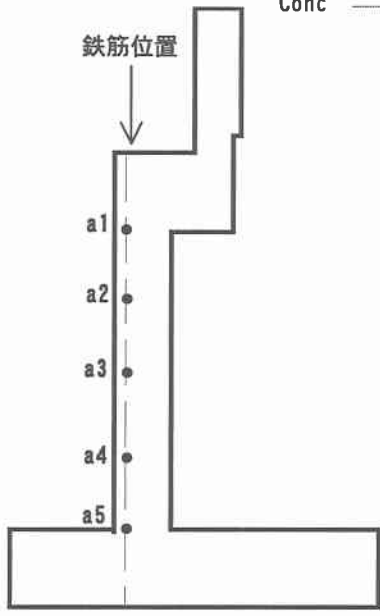


(b) 可動支承



(c) 免震支承

図6 支承モデル



(a) A1 橋台の解析位置

図7 A1 橋台における応力応答の比較

表2 解析結果(緩衝材の設置)

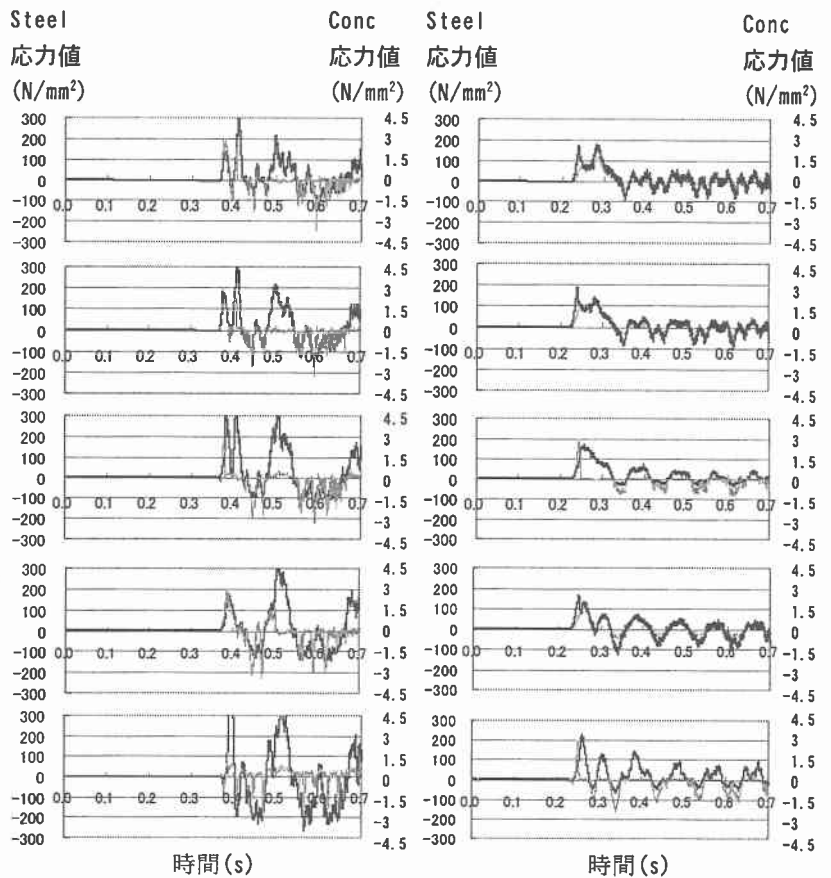
	case4-1	case3-2
遊間(mm)	300	300
緩衝材	×	○
上部構造最大 応答変位(mm)	333.6	146.7
A2橋台最大 応答変位(mm)	37.7	28.6
緩衝材 変形量(mm)	—	18.6
衝突バネ最大 作用力(MN)	55.10	41.15

本節では、本文3節にて橋台への影響が大きいと思われる case3-2 ゴム支承のケースについて、緩衝材設置の有無による橋端部衝突挙動の影響および衝突時の橋台への影響を検討した。

まず緩衝材を設置していない場合、上部構造と橋台壁面との遊間距離は 300mm となり、この遊間を考慮するため図-4 の遊間距離  $u_1$  を 300mm に設定した。支承はゴム支承とし、橋台背面土地盤は N 値 20 相当としている。この解析ケースを case4-1 とし、緩衝材を設置したケースとして本文3節 case3-2 と比較した。

#### 4.2 解析結果

表-2 には各解析ケースにおける上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突バネ最大作用力を示す。case3-2 は case4-1 に比べ上部構造最大応答変位が抑えさえられ、衝突バネ最大作用力も約 25% 減少となった。図-7 (b)、(c) には各ケースの (a) に示す解析位置における応力の時刻歴応答を示す。



(b) case4-1 の応力応答

(c) case3-2 の応力応答

case4-1 では橋台着目点すべてでコンクリートがひび割れし、鉄筋部も降伏点まで達しているが、case3-2 ではコンクリートひび割れ点が少なくなり、鉄筋も弾性範囲内に留まっている。緩衝材を設置することにより上部構造最大応答変位が小さくなり、また衝突時の橋台への負担を軽減している状況が確認できる。

### 5. 橋台背面土圧による影響

#### 5.1 解析概要

本節では橋台背面土圧による影響を検討するため、橋台背面土の N 値を 5~40 まで変化させ 5 パターン解析を行い比較した。本モデルでの緩衝材および支承条件は本文3節 case3-2 と同じものを使用している。

#### 5.2 解析結果

表-3 には各ケースにおける上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突バネ最大作用力を示す。図-8 には背面地盤の違いによる上部構造最大応答変位の変化、図-9 には背面地盤の違いによる衝突バネ最大作用力の変化を示す。上部構造の最大変位に着目すると、N 値が大きくなるに従い最大変位が小さくなる。また、衝突バネ作用力は N 値が大きくなると増加する。case5-1 は case5-5 に比べ衝突バネ作用力が約 17% 減少したが橋台移動量は 40mm 大きくなった。背面地盤状態により緩衝材に作用する力が変化するので、緩衝材を設計する場合に背面地盤の影響を考慮することが必要である。

### 6. 落橋防止システム設置による影響

## 6. 1 解析概要

本節では一つのタイプとして桁の移動を制御する落橋防止システムが A1 橋台側についているものと仮定し橋軸方向に落橋防止ケーブルをモデル化した落橋防止バネを設け、case3-2 と同じ条件で解析を行った。落橋防止バネは図-10 の様に設定し、P1 は道路橋示方書により死荷重反力の 1.5 倍とした。また図-10 中の s1 は落橋防止ケーブルの遊びを考慮した遊間距離である。この遊間距離 s1 を 50mm としたケースを case6-1 とし、s1 を 100mm としたケースを case6-2 とする。

## 6. 2 解析結果

表-4 には各ケースにおける上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突バネ最大作用力を示す。case3-2 とケーブル遊間距離 50mm の case6-1 を比べると上部構造の変位を反対側の橋台から拘束することによって衝撃バネにかかる作用力が減少していることが確認できる。case6-1 は case3-2 に比べ緩衝材バネ最大作用力が約 33% 減少となった。しかしケーブル遊間距離 100mm の case6-2 では上部構造の変位はさほど拘束できない結果となった。落橋防止ケーブルを設置する場合には効果的なケーブル遊間距離を確保することが望まれる。

## 7. まとめ

本研究では単純桁橋での橋端衝突部における衝突解析を行い、各節にてそれぞれの影響について検討を行った。本解析で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 上部構造と橋台壁面の遊間距離が十分確保できない際に、本解析の設定ではゴム支承、免震支承を用いた場合、衝突バネ作用力は約 40MN 程度と大きくなった。
- 2) 緩衝材を設置することにより上部構造最大応答変位を低減させ、また衝突時の橋台への負担を軽減している状況が確認できた。
- 3) 橋台背面土の N 値を変化させた場合、背面状況によって衝突バネ作用力や橋台最大応答変位が変化するので、緩衝材を設計する場合に背面地盤を考慮することが必要である。
- 4) 落橋防止ケーブル遊間距離によりケーブル効果が違いがでる。

今後は支承および落橋防止装置を履歴のある非線形モデルによってモデル化し橋梁が衝撃的加速度地震波入力を受ける場合について検討していくこととする。

## 参考文献

- 1) 紫桃孝一郎、中藺明広他：中国自動車道宝塚高架橋復旧工事における耐震補強設計及び施工(その 3)、土木学会第 51 回年次学術講演会、VI-231、pp.462-463、1996.9.
- 2) 藤井佐規、春和規他：免震支承取替えによる 3 径間連続鋼箱桁橋の耐震補強設計、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会論文集、pp.337-340、2000.12.
- 3) 中島章典、大獄敦郎、安波博道：上部構造の支承条

表 3 解析結果の比較 (橋台背面土)

	case5-1	case5-2	case5-3	case5-4	case5-5
地盤N値	5	10	20	30	40
上部構造最大 応答変位 (mm)	161.7	153.1	146.7	143.9	142.2
A2橋台最大 応答変位 (mm)	57.9	40.9	28.6	23.7	20.4
緩衝材 変形量 (mm)	13.8	16.1	18.6	20.2	21.1
衝突バネ最大 作用力 (MN)	35.89	40.06	41.15	42.87	43.25

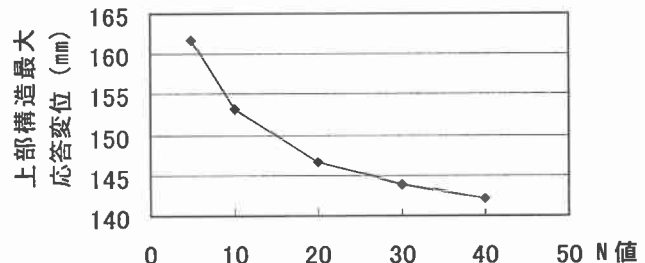


図 8 背面地盤の違いによる  
上部構造最大応答変位の影響

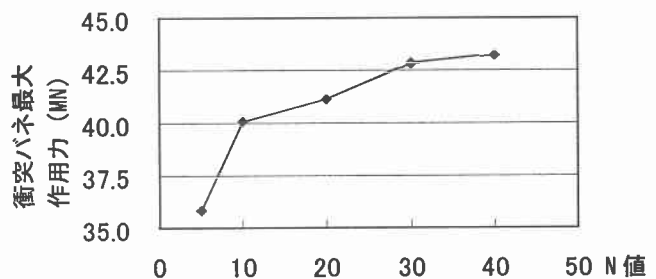


図 9 背面地盤の違いによる  
衝突バネ最大作用力の影響

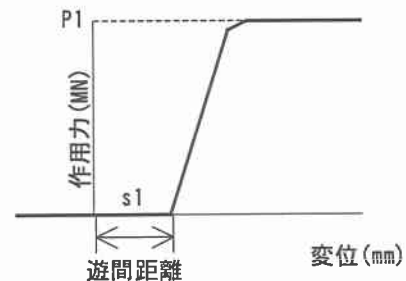


図 10 落橋防止装置モデル

表 4 解析結果の比較 (落橋防止バネ)

	case3-2	case6-1	case6-2
落橋防止ケーブル 遊間距離 (mm)	×	50	100
上部構造最大 応答変位 (mm)	146.7	129.4	140.7
A2橋台最大 応答変位 (mm)	28.6	27.6	27.2
緩衝材 変形量 (mm)	18.6	12.2	16.3
衝突バネ最大 作用力 (MN)	41.15	27.63	37.70

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、pp.9-16、1996.11.

- 4) 宇佐美哲、藤野陽三、阿部雅人他、ピン支承の水平荷重下での挙動、土木学会第 54 回年次学術講演会、I-B221、pp.440-441、1999.9.