

# 論文 PC 橋の桁衝突を許容した変位拘束効果に関する解析的検討

濱本 朋久<sup>\*1</sup>・森山 卓郎<sup>\*2</sup>・依田 照彦<sup>\*3</sup>

**要旨**：実務設計では、隣接する上部構造同士などにおいて、橋桁の衝突を防ぐために上部構造端部に必要な遊間を確保しているが、それによって伸縮装置が大きくなることから建設コストの増大などの問題も懸念されている。したがって、桁遊間を縮小化して橋桁の衝突を許容し、橋桁の変位を拘束することは、建設コストの縮減が期待できる耐震設計手法と考えられる。本研究では、中小規模の PC 橋梁において遊間の大きさをパラメータとして動的応答解析を行い、実大鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験の結果などから導入した損傷評価指標との比較から、桁衝突を許容した橋桁の変位拘束の有効性を示した。

**キーワード**：変位拘束, 桁衝突, 桁遊間縮小化, 損傷評価

## 1. はじめに

実務設計では、隣接する上部構造同士、上部構造と橋台、あるいは上部構造と橋脚の段違い部の衝突を防ぐために、上部構造端部に必要な遊間を確保しているのが現状である<sup>1)</sup>。しかしながら、伸縮装置が大きくなることから建設コストの増大などの問題も懸念されている。桁端の損傷を含む桁衝突に関する研究<sup>2)~4)</sup>は、これまでも数多く行われてきたが、このように桁遊間を縮小化して桁衝突を許容した耐震設計手法に関する研究は、あまり行われていない<sup>5),6)</sup>。

そこで、本研究では、中小規模の 2 径間の PC 橋梁を解析モデルに選び、桁衝突を許容した変位拘束効果に関する検討を行った。まず、遊間の大きさをパラメータとして共振正弦波の加速度を入力した動的応答解析を行い、橋桁端部の応答応力-時間関係および橋脚基部の応答回転角-時間関係を算出した。次に、上部構造の慣性力の違いによる影響に着目して、3 径間および 4 径間の場合についても同様に解析を行った。このとき、橋桁端部と橋脚基部の最大応答値について、損傷評価を行った。橋桁端部の損傷評価には、既往の研究のコンクリートブロックを RC 板に水平に衝突させた実験結果<sup>7)</sup>から、衝突応力レベルにより定めた損傷評価指標を用いた。また、橋脚基部の損傷評価については、実大鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験の結果<sup>8)</sup>から求めた。これらの損傷評価指標を用いて地震応答解析から得られた橋桁端部の応力と橋脚基部の応答回転角の損傷評価を行い、橋桁の変位拘束の有効性について検討を行った。

## 2. 解析モデル

### 2.1 解析対象橋梁

本研究では、両端に橋台を有する 2 径間、3 径間およ

び 4 径間の PC 橋を解析対象として用いた。2 径間の場合における解析対象の橋梁緒元を図-1 に示す。橋桁と橋脚は 2 次元線形はり要素でモデル化した。P1 橋脚基部(主鉄筋：D32-1.5 段)には塑性ヒンジを設け、非線形回転ばねを取り付けた。塑性ヒンジ部の非線形履歴特性には、鉄筋コンクリートの劣化を考慮できる剛性低減型の武田モデルを用い、スケルトンカーブはバイリニア型(初期剛性： $K1=7.458 \times 10^6 \text{kN/m}$ )でモデル化した。橋脚基礎のばね特性は、直接基礎であるため、橋脚剛性に比べて非常に大きい値を設定した。

本研究では、両端の橋台で桁衝突が生じることを想定し、桁衝突のモデル化には図-2 に示す非線形の履歴特性を有する衝突ばねモデルを用いた。両端橋台部の衝突ばねを設定する場合、橋梁の幅員、橋台パラペットの高さ、橋台の構造高、ウイングの有無、踏掛版の有無、橋台の基礎形式(直接基礎か杭基礎他)が影響して、衝突ばね特性のばらつきが考えられる。また、橋台パラペットの損傷によるエネルギー吸収も考えられるが、本研究では橋脚基部の損傷と上部構造端部の損傷に着目するため、既往の検討事例<sup>9)</sup>を基に実損傷とばね特性の感度分析結果を参考にばね特性を設定した。衝突ばねのばね定数  $k_i$  は、上部構造のヤング率を  $E$ 、断面積を  $A$ 、部材長さを  $l$ 、要素分割数(等分割)を  $n$  とすると(1)式で表される。

$$k_i = \frac{EA}{l/n} \quad (1)$$

本研究で用いた 2 径間の解析対象橋梁では、上部構造のヤング率は、 $2.89 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、断面積  $12.41 \text{m}^2$ 、部材長さ  $40.00 \text{m}$  であり、要素分割数を 2 とした。以上のことから、本研究では、 $k_i = 17.94 \times 10^6 \text{kN/m}$  とした。

\*1 パシフィックコンサルタンツ株式会社 九州支社水工環境部 工修 (正会員)

\*2 阿南工業高等専門学校 建設システム工学科准教授 博士(工学) (非会員)

\*3 早稲田大学理工学術院 社会環境工学科教授 工博 (非会員)

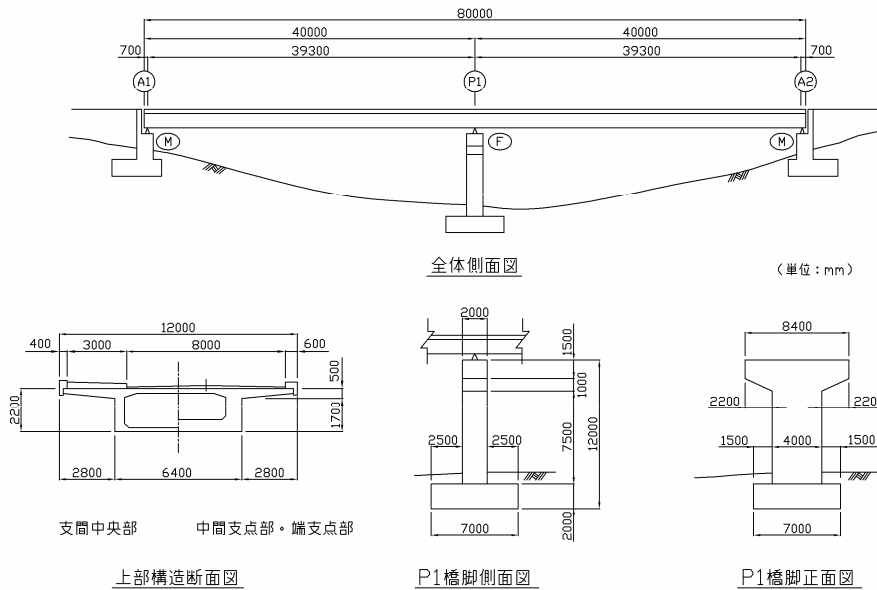


図-1 解析対象橋梁 (2 径間)

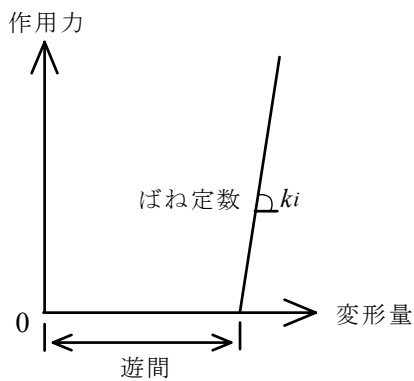


図-2 衝突ばねモデル

## 2.2 全体系の解析モデル

本研究で用いた 2 径間、3 径間および 4 径間の場合における全体系の解析モデル図を図-3 に示す。3 径間および 4 径間の解析モデルにおける P2 および P3 橋脚の構造緒元は、2 径間の解析モデルの P1 橋脚と同様に設定した。支承条件は、両端橋台部を可動支承とした。また、中間橋脚に関しては、上部構造の慣性力である桁重量が橋脚基部の損傷に寄与する影響に着目するため、本検討では P1 橋脚のみ固定支承と考え、他の橋脚は可動支承とした。ここで、支承部のモデル化として、可動支承は、橋軸方向を自由、橋軸直角方向を拘束、鉛直方向を拘束、橋軸回りを拘束、橋軸直角回りを自由、鉛直軸回りを自由としてモデル化した。さらに、固定支承は、橋軸方向を拘束、橋軸直角方向を拘束、鉛直方向を拘束、橋軸回りを拘束、橋軸直角回りを自由、鉛直軸回りを自由としてモデル化した。なお、固定支承は桁衝突時においても

健全であるものとした。可動支承についてもストッパーによる拘束効果が期待できるが、本検討では拘束しないものとした。

## 3. 解析方法

### 3.1 入力条件

本解析における入力波としては、2 径間モデルの共振正弦波の加速度（固有周期 2.1968 秒）を用いた。入力共振正弦波の最大加速度振幅は 250gal とした。3 径間および 4 径間の場合では固有周期が変化し、入力波の固有周期の違いが橋梁の動的応答に与える影響はあるものと考えられるが、本解析においては、まず 2 径間モデルの共振正弦波の加速度のみを入力波として用いた。本研究では、昭和 55 年に改訂された道路橋示方書以前の基準で設計された PC 橋を解析対象と考えているため、兵庫県南部地震クラスではなく、関東地震クラスの地震動を適用している。これは、道路橋示方書では、レベル 2 地震動のタイプ I に相当する地震動である。この入力波を解析モデル基部の橋軸方向に入力し、橋桁や橋脚などの動的応答を計算した。応答解析の数値積分には、Newmark の β 法 ( $\beta=0.25$ ) を用い、積分時間間隔は 0.0005 秒、解析時間は 20 秒とした。本解析には、汎用解析プログラム TDAPIII を用いた。

### 3.2 解析ケース

本研究では、2 径間、3 径間および 4 径間の場合について、それぞれ両端の橋桁端部の遊間の大きさを 10cm から 50cm まで 10cm ずつ変化させた場合について動的応答解析を行った。

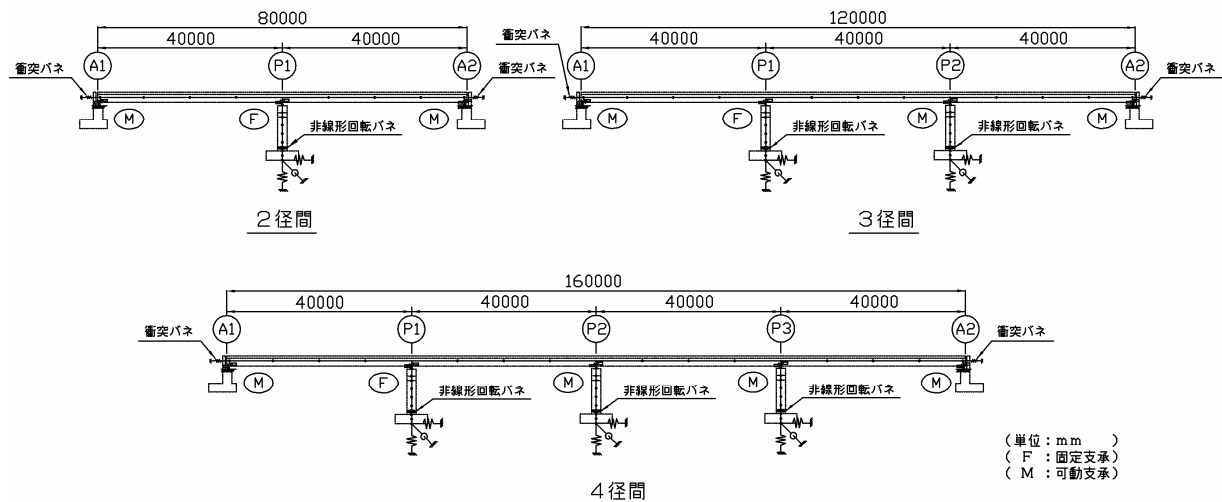


図-3 全体系の解析モデル図

### 3.3 損傷評価指標の導入

#### (1) 橋桁端部の損傷評価指標

本研究で用いた橋桁端部の損傷評価指標は、PC 橋の桁衝突に関する既往の研究<sup>5),6)</sup>において、山口らのコンクリート同士の衝突実験結果<sup>7)</sup>を基に導入したものである。本研究の対象橋梁として用いた PC 橋梁では、コンクリートの橋桁同士の衝突を想定しているため、本研究ではコンクリート同士の水平衝突実験結果を橋桁端部の損傷評価指標として用いた。実験条件としては、コンクリート強度  $60.50 \text{ N/mm}^2$  であり、衝突体は荷重面積  $133\text{cm}^2$ 、重量  $1.74\text{kN}$  ( $178\text{kg}$ ) のコンクリート塊を用い、被衝突体は幅×高さが  $100\text{cm} \times 100\text{cm}$ 、厚さが  $7\text{cm}$  の RC 板を使用している。衝突体の衝突速度は  $1\text{m/sec}$  から  $7\text{m/sec}$  まで変化させ、水平衝撃荷重装置により、RC 板に繰り返し衝突させている。なお、この実験供試体のコンクリート強度は解析対象とした実橋梁のものとは異なるが、コンクリート同士の衝突実験はほとんど行われていないため、本研究ではこの実験結果から、表-1 に示す橋桁端部の損傷評価指標を設定した。橋桁端部の最大応力の値に応じて、軽微な損傷（損傷度 A）から、大規模な損傷（損傷度 D）までの損傷評価指標を定義した。

#### (2) 橋脚基部の損傷評価指標

橋脚基部の損傷評価指標については、星隈らの実大鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験結果<sup>8)</sup>から求めた。これは、本解析モデルの P1 橋脚断面形状が実験供試体と概ね近似しているためである。実験結果から、表-2 に示す正負交番載荷実験における載荷振幅の大きさ（降伏変位  $\delta_y$  の整数倍）と供試体（柱断面：幅  $240\text{cm}$  × 高さ  $240\text{cm}$ 、柱高： $1040\text{cm}$ 、主鉄筋：D35-1 段）の

表-1 橋桁端部の損傷評価指標

最大応力 (kN/cm <sup>2</sup> )	損傷度	損傷の程度
$\sigma \leq 0.5$	A	↑ 軽微 ↓ 大規模
$0.5 < \sigma \leq 1.0$	B	
$1.0 < \sigma \leq 1.5$	C	
$\sigma > 1.5$	D	

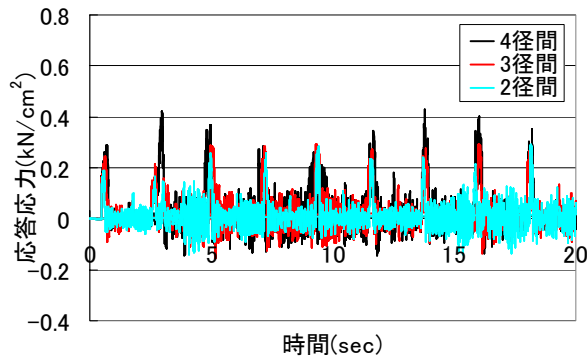
表-2 実大鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験結果における供試体の損傷状況

載荷振幅	損傷状況
$2 \delta_y$	コンクリートのひび割れ
$5 \delta_y$	鉄筋のはらみ出し
$7 \delta_y$	鉄筋の破断

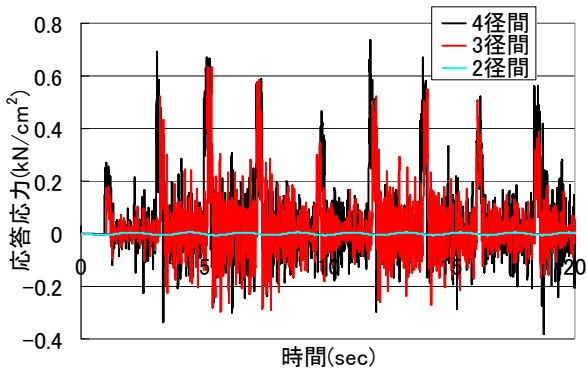
表-3 橋脚基部の損傷評価指標

最大応答回転角 (rad)	損傷度	損傷の程度
$0 < \theta \leq 3.0 \times 10^{-3}$ ( $0 < \theta \leq 2 \delta_y$ )	a	↑ 軽微 ↓ 大規模
$3.0 \times 10^{-3} < \theta \leq 7.0 \times 10^{-3}$ ( $2 \delta_y < \theta \leq 5 \delta_y$ )	b	
$7.0 \times 10^{-3} < \theta \leq 10.0 \times 10^{-3}$ ( $5 \delta_y < \theta \leq 7 \delta_y$ )	c	
$\theta > 10.0 \times 10^{-3}$ ( $\theta > 7 \delta_y$ )	d	

損傷状況から、表-3 に示す損傷評価指標を設定した。橋脚基部の最大応答回転角の値に応じて、コンクリートのひび割れ、鉄筋のはらみ出し、鉄筋の破断、破壊の 4 段階を考慮して、軽微な損傷（損傷度 a）から大規模な損傷（損傷度 d）までの損傷評価指標を定義した。

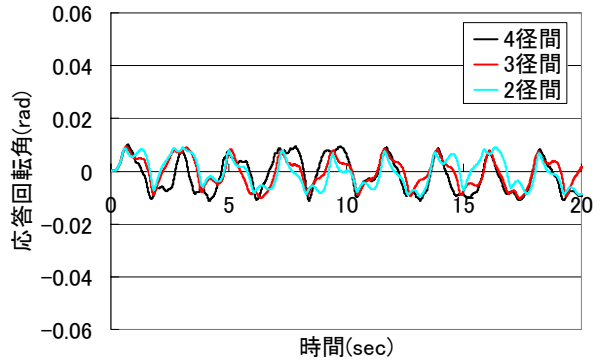


(a) 遊間 10cm の場合

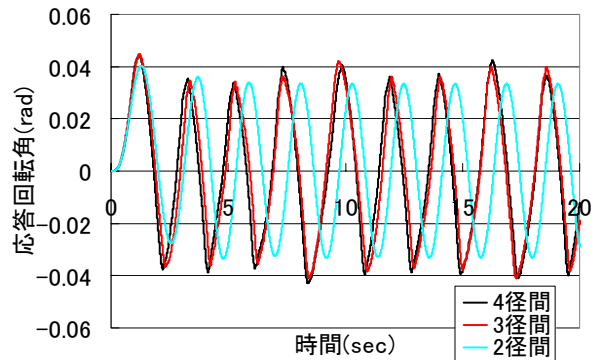


(b) 遊間 50cm の場合

図-4 橋桁端部の応答応力時刻歴



(a) 遊間 10cm の場合



(b) 遊間 50cm の場合

図-7 橋脚基部の応答回転角時刻歴

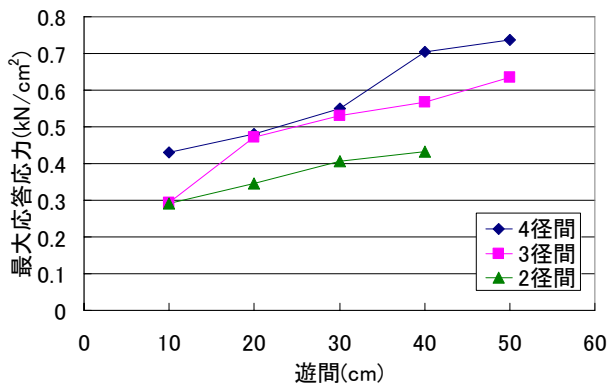


図-5 橋桁端部の最大応答応力と遊間の大きさの関係

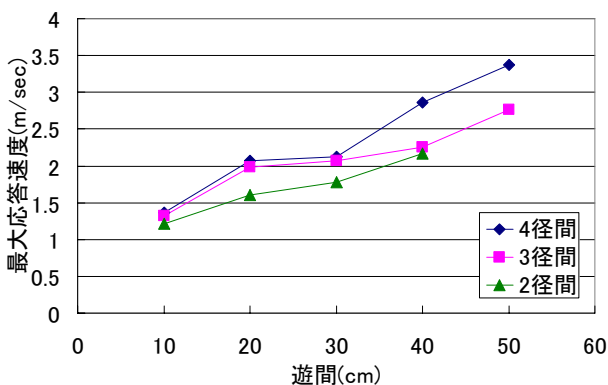


図-6 橋桁端部の最大応答速度と遊間の大きさの関係

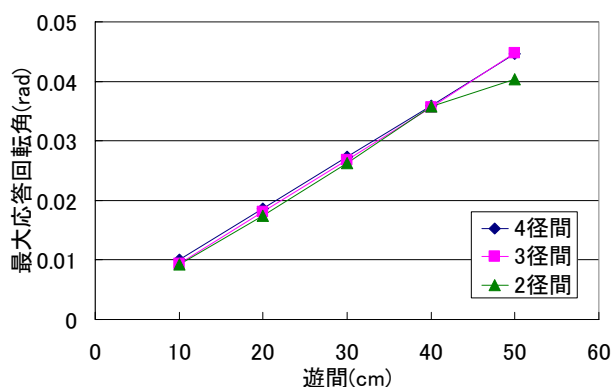
#### 4. 解析結果および考察

##### 4.1 橋桁端部の応答応力

図-4 に、動的応答解析から得られた遊間 10cm および 50cm の場合における橋桁端部の応答応力の時刻歴を示す。このとき、遊間 50cm の場合では、2 径間のときには橋桁の衝突は見られなかったが、3 径間および 4 径間の場合において橋桁の衝突が見られた。これは、上部構造の重量による影響と考えられる。上部構造の橋桁の重量が大きくなったことにより慣性力が増し、衝突時における橋桁端部の最大応答応力が大きくなったと考えられる。

図-4 における橋桁端部の最大応答応力と桁遊間の大きさの関係を図-5 に示す。この図から、2~4 径間のいずれの場合においても、桁遊間が大きいほど橋桁端部の最大応力が大きいことがわかる。これは、桁遊間が大きいほど、橋桁の衝突時における速度が大きいことが原因と考えられる。図-6 に、橋桁端部の最大応答速度と桁遊間の関係を示す。この図から、いずれの径間数においても、桁遊間の大きさが大きくなるほど橋桁端部の最大応答速度が大きくなっていることがわかる。

また、図-5 から、2 径間と比較して 3 径間の場合がいずれの桁遊間の場合においても、橋桁端部の最大応力が大きくなっている。さらに、4 径間の場合では、2 径



図—8 橋脚基部の最大応答回転角と遊間の大きさの関係

表—4 橋桁端部の損傷評価

桁遊間(cm)	2 径間	3 径間	4 径間
10	A	A	A
20	A	A	A
30	A	B	B
40	A	B	B
50	A(衝突なし)	B	B

表—5 橋脚基部の損傷評価

桁遊間(cm)	2 径間	3 径間	4 径間
10	c	c	c
20	d	d	d
30	d	d	d
40	d	d	d
50	d	d	d

間および3径間の場合よりも橋桁端部の最大応力が大きくなっている。これについても、上部構造の重量の影響によるものと考えられる。上部構造の橋桁の重量が大きくなったことにより慣性力が増し、衝突時における橋桁端部の最大応答応力が大きくなったと考えられる。

#### 4.2 橋脚基部の応答回転角

図—7 に、動的応答解析から得られた遊間 10cm および 50cm における固定支承 P1 橋脚基部の応答回転角の時刻歴を示す。これらの図から、遊間が 10cm では応答回転角も小さいが、遊間が 50cm では応答回転角は大きく変動し、橋脚基部の損傷程度が非常に大きいことが考えられる。

図—8 に橋脚基部の最大応答回転角と桁遊間の大きさの関係を示す。いずれの遊間の大きさにおいても径間数の違いによる橋脚基部の最大応答回転角の有意差は大きくは見られないが、2 径間と比較して 3 径間、4 径間

の場合が若干ではあるが橋脚基部の最大応答回転角が大きくなっている。2 径間の遊間 50cm のケースでは、桁衝突は見られず、3 径間および 4 径間のケースよりも橋脚基部の最大応答回転角は小さくなっている。

また、2~4 径間のいずれの場合においても、桁遊間が小さいほど橋脚基部の最大応答回転角が小さくなるのがわかる。したがって、径間数が多い場合でも、すなわち上部構造の重量が大きい場合でも、桁遊間が小さければ桁遊間による変位拘束効果が機能し、橋脚基部の応答回転角が小さくなることが考えられる。以上のことから、橋脚基部の最大応答回転角は、径間数よりも桁遊間に依存する傾向にあることがわかる。

#### 4.3 橋桁端部の損傷評価

図—5 の橋桁端部の最大応答応力と表—1 の損傷評価指標を比較することにより、橋桁端部の損傷評価を行った結果を表—4 に示す。ここで、解析時間 20 秒間の間に、1 回でも定義した損傷度を超えた場合は、超えた側の損傷度を採用した。

表—4 より、2 径間の場合では、いずれの桁遊間の大きさにおいても損傷度 A と軽微な損傷であった。しかしながら、3 径間および 4 径間の場合では、桁遊間 30cm 以上の場合において損傷度 B と中規模な損傷となった。これについても、上部構造の重量の影響によるものと考えられる。上部構造の橋桁の重量が大きくなったことにより慣性力が増し、桁遊間が大きくなるにつれて衝突時における橋桁端部の損傷が大きくなる傾向にあることが考えられる。

この衝突現象は、上部構造端部のコンクリートと橋台パラペットのコンクリート同士が衝突する現象による損傷であり、桁遊間に緩衝材を取り付けることにより、損傷の程度は大きく軽減されると考えられる。橋桁端部の損傷は、上部構造の重量が大きく寄与していることが確認できたことにより、多径間連続化された橋梁に関しては、桁衝突を許さない現状の耐震設計手法では想定外の入力地震動に遭遇した場合、連続化による桁重量が非常に大きくなるゆえに桁衝突による損傷が大規模になることが懸念され、災害復旧費の増大につながるものが考えられる。

#### 4.4 橋脚基部の損傷評価

図—8 の橋脚基部の最大応答回転角と表—3 の橋脚基部の損傷評価指標を比較することにより、橋脚基部の損傷評価を行った結果を表—5 に示す。ここでも、解析時間の 20 秒間に定義した損傷度を 1 回でも超えた場合は、超えた側の損傷度を採用した。

表—5 より、いずれの径間数においても遊間 10cm の

表—6 全体系の損傷の総合評価

桁遊間(cm)	2 径間	3 径間	4 径間
10	Ac	Ac	Ac
20	Ad	Ad	Ad
30	Ad	Bd	Bd
40	Ad	Bd	Bd
50	Ad	Bd	Bd

場合で損傷度が c で、それ以外の遊間の大きさのすべてのケースにおいて、損傷度 d と大規模な損傷となり、遊間の大きさが小さいほど、橋脚基部の損傷も小さくなること示された。このことから、桁遊間が小さいほど、橋梁全体系での変位拘束効果が期待できる傾向になることが考えられる。

#### 4.5 全体系の総合評価

表—4 および表—5 をまとめて、今回の解析範囲内で PC 橋の橋桁端部と橋脚基部の損傷を総合評価すると表—6 のようになる。表—6 より、2~4 径間のいずれの場合においても、桁遊間 10cm および 20cm の場合で損傷度が小さいことがわかる。特に、2 径間の場合では損傷の大きさが小さくなった。また、3 径間および 4 径間のケースのように、径間数が大きくなって上部構造の重量が大きくなっても、桁遊間が小さければ橋脚基部の損傷が大きくなることも明らかになった。

#### 5. 結論

本研究は、中小規模の PC 橋を対象に、橋桁の衝突をある程度許容した上で、桁遊間の大きさおよび上部構造の重量の違いによる橋桁端部と固定支承の橋脚基部に限定したケースの総合的な損傷評価を行うことにより、橋桁の変位拘束を目指したものである。本研究における成果は以下ようになる。

- 1) 桁遊間の大きさが大きいほど、衝突速度が大きくなり、橋桁端部の損傷が大きくなる傾向が確認できた。また、径間数が多いほど、すなわち上部構造の重量が大きいほど橋桁端部の最大応答応力は大きくなる。
- 2) 桁遊間の大きさが大きいほど、橋脚基部の応答回転角が大きくなり、橋脚基部の損傷も大きくなる傾向が確認できた。しかしながら、径間数が多くても、すなわち上部構造の重量が大きくても、桁衝突が生じることにより桁遊間による変位拘束効果が機能するため、橋脚基部の最大応答回転角は、上部構造の重量よりも桁遊間の大きさに依存する。

- 3) 不確定要因の課題は残るが、橋桁の変位拘束の有効性に関して、損傷部位を限定した解析的検討により、桁衝突を許容した変位拘束モデルの解析手法の有効性が検証できた。

本研究では、既設橋の桁遊間量は、レベル 1 地震動による移動量と上部構造の温度変化量を考慮して決められている場合が多いため、耐震補強を行う際に、桁衝突を許容した変位拘束が有効であることが確認できた。今後の課題としては、不確定要因として、入力地震動の違いや多点固定形式の連続桁などの変位拘束モデルや衝突ばね特性に関する検討などが考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002.
- 2) 宮定龍司，梶田幸秀，大塚久哲，北原武嗣：伸縮装置を考慮した桁間衝突解析による桁端部の損傷状況の推定，第 9 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.129-134，2008.
- 3) 玉井宏樹，園田佳巨，後藤恵一，梶田幸秀，濱本朋久：桁端衝突による橋台の損傷度評価および衝突ばね特性に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.53A，pp.1219-1226，2007.
- 4) 大塚久哲，竹村太佐，田中智行，杉辰雄：有限要素法による鋼連続箱桁橋の桁端衝突解析，橋梁と基礎 Vol.36 No.12，2002.
- 5) 森山卓郎，濱本朋久，西本安志，依田照彦，石川信隆：PC 橋の桁衝突を考慮した桁遊間縮小化に関する基礎的考察，構造工学論文集 Vol.51A，pp.641-648，2005.
- 6) 濱本朋久，森山卓郎，西本安志，石川信隆：PC 橋の桁衝突におけるゴム緩衝材の効果，コンクリート工学年次論文集 第 27 巻，pp.979-984，2005.
- 7) 山口貴之，別府万寿博，大野友則：消波ブロックの繰返し衝突により防波堤ケーソン壁に生じる局部破壊と防護対策に関する実験的研究，土木学会論文集 No.759/I-67，pp.381-396，2004.
- 8) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集 No.669/V-50，pp.215-232，2001.
- 9) 濱本朋久，幸左賢二，阿部弘典，猪熊康夫，成行義文：新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察，構造工学論文集 Vol.52A，pp.349-356，2006.