

## 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

Fundamental study on gap reduction between two girders considering the pounding of PC bridge girders

森山卓郎\*, 濱本朋久\*\*, 西本安志\*\*\*, 依田照彦\*\*\*\*, 石川信隆\*\*\*\*\*

Takuro Moriyama, Tomohisa Hamamoto, Yasushi Nishimoto, Teruhiko Yoda, Nobutaka Ishikawa

\* 博 (工) 阿南工業高等専門学校講師, 建設システム工学科 (〒774-0017 徳島県阿南市見能林町青木 265)

\*\* 工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社, 九州本社第二技術部 (〒819-0007 福岡県福岡市西区愛宕南 1-1-7)

\*\*\* 博 (工) シンバタ工業株式会社, 研究開発部 (〒674-0082 兵庫県明石市魚住町中尾 1058 番地)

\*\*\*\* 工博 早稲田大学教授, 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

\*\*\*\*\* 工博 防衛大学校名誉教授 (〒238-0022 神奈川県横須賀市公郷町 6-20-68)

This study attempts the gap reduction by considering the pounding between two girders and the damage levels of impacted PC bridge girders and RC pier bottoms. It has been considered in highway bridge codes that a large size gap between bridge girders may be better than a small size one, since the pounding phenomenon may be avoided. However, if a large size gap is adopted, expansion joints have to become large and the construction cost will increase. In this study, an elastic-plastic earthquake response analysis of a PC bridge is carried out by changing the gap between two girders and the input earthquake level. Then, the damage levels are taken into account with a view to the concrete stress of RC plate impacted by the horizontal impact test and the bridge pier bottom damage obtained by the relation between bending moment and curvature of RC pier section.

*Key Words: gap reduction, pounding of bridge girders, damage evaluation, elastic-plastic earthquake response analysis, PC bridge*

キーワード: 桁遊間縮小化, 桁端衝突, 損傷評価, 弾塑性地震応答解析, PC 橋

## 1. 緒言

1995 年に発生した兵庫県南部地震では, 道路橋に多大な被害が生じ, 被害事例の中には, 橋桁どうしの衝突や橋桁端部と橋台パラペット部の衝突による損傷の例も見られている<sup>1)</sup>. これらを踏まえ, 現行の道路橋示方書において, 地震時水平力分散構造の場合では, 隣接する橋桁どうしあるいは橋桁と橋台で衝突が生じないように必要な桁遊間を設けることを標準としている<sup>2)</sup>. しかしながら, レベル 2 地震動に対して衝突が生じないように上部構造端部に大きな遊間を確保した場合, 大変位に対応できる伸縮装置が必要となり, 不経済となるとともに, 維持管理, 走行性, 振動の発生などの問題が顕在化している. 近年では, 桁間衝突による影響やそれを緩和するための緩衝材の効果, 桁端衝突を考慮した地震時挙動など, 橋桁の衝突に関する数多くの研究が行われている<sup>3)~10)</sup>.

例えば, 庄司, 川島らは, 模型振動実験や動的解析から, 桁間衝突の影響やゴム製緩衝装置の効果, 衝突バネによる解析精度などについて明らかにしている<sup>4)5)</sup>. また, 梶田, 渡邊らは, H 型鋼を用いた桁間衝突実験の結果による衝突力に関する検討や, 桁間衝突解析におけるバネ-質点系モ

デルの適用性などの検討<sup>6)</sup>, 3 連の高架橋模型による振動台実験やバネ-質点系モデルによる応答解析から隣接する高架橋の上部構造の衝突を考慮した高架橋群の応答性状についての検討を行っている<sup>7)</sup>. 武野らは, 橋桁の衝突時における連結部の相対速度に着目した衝突速度スペクトルによる衝突現象の定量的な評価<sup>8)9)</sup>や, 免震橋梁が過大地震動を受けた際に, 桁間衝突によって桁端部に作用する衝突荷重や橋脚に及ぼす影響, 桁の応答性状などについての検討を行っている<sup>9)</sup>. さらに, 大塚らは, 有限要素法により, 鋼箱桁橋の桁端衝突解析を行い, 鋼箱桁端部に起こりうる損傷や入力初期速度の影響, 桁端衝突に対する補強策について考察している<sup>10)</sup>.

一方, 建設コスト削減の観点から考えると, 橋の重要度を細分化することで, 落橋させないことを大前提に交通量の少ない橋梁をターゲットに桁遊間を小さくし, その代わりにレベル 2 地震動に対して桁端の衝突を許容することは一つの方策であると考えられる. そのためには, 桁遊間を小さくした際の隣接する橋桁どうしの衝突による橋桁端部や橋脚基部における損傷の大きさなどを検討する必要がある. 桁間衝突および緩衝装置に関する研究は, これまで数多く行われてきたが, 桁間衝突を許容し, その影響

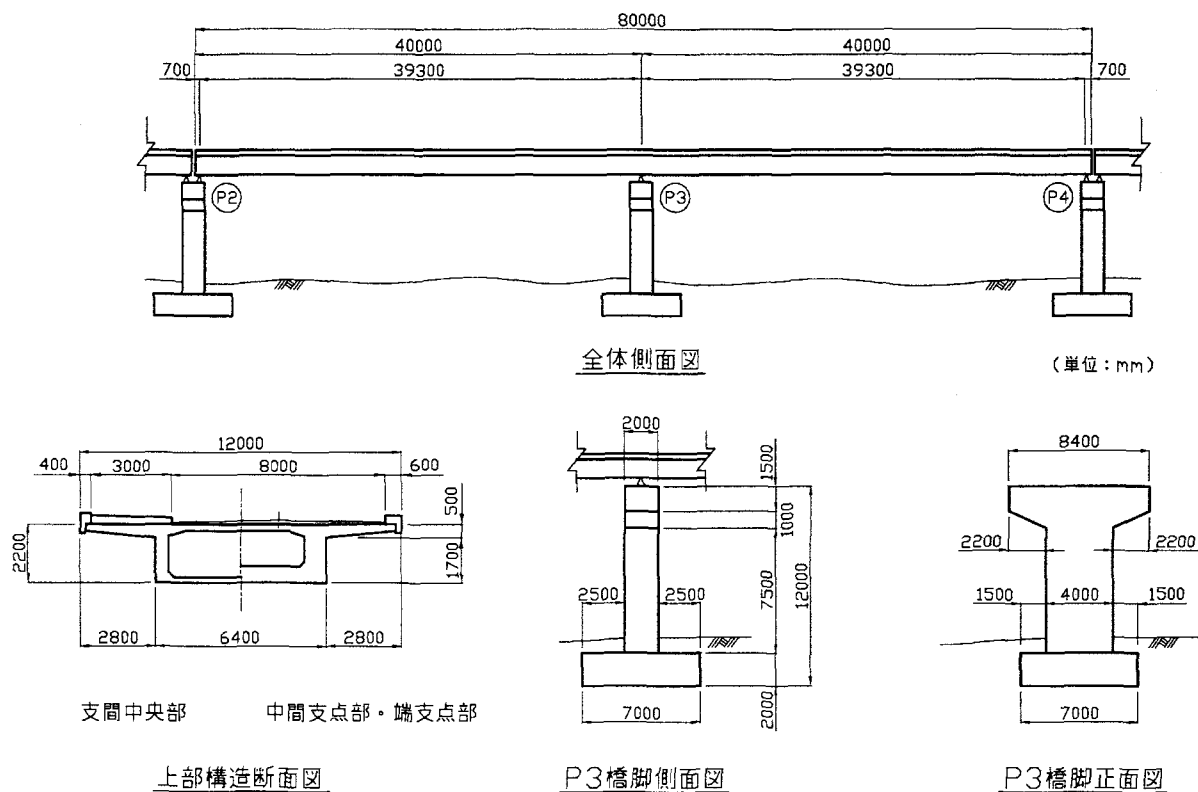


図-1 解析対象橋梁

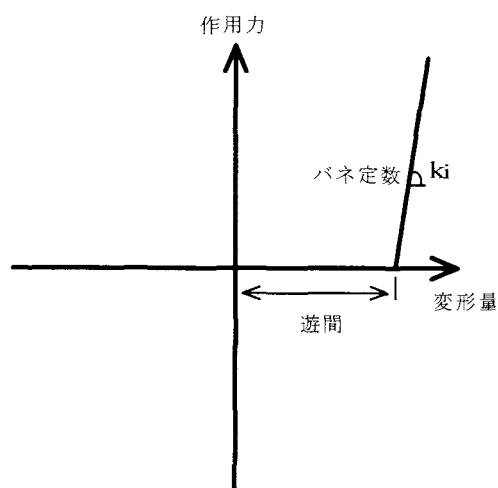


図-2 衝突バネによる桁間衝突のモデル化

を設計に反映させるべく桁遊間の縮小化を目的とした研究はあまり行われていないのが現状である<sup>11)</sup>。

そこで本研究では、中小規模の橋梁を対象に、3連PC2径間連続桁橋のうち中央部の2径間連続橋梁を解析モデルに選び、遊間の間隔と入力地震波の倍率をパラメータとして弾塑性地震応答解析を行い、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、橋桁端部の損傷評価には、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>12)</sup>から、衝突応力レベルによる損傷評価指標を定めた。また橋脚基部の損傷評価については、橋脚基部の曲げモーメント—回転角の

関係から損傷レベルを定めた。最後に、これらの損傷評価指標と地震応答解析から得られる橋桁端部の応力と橋脚基部の応答回転角とを比較して、両者から判定される最小の損傷レベルに対応する最適な桁遊間を損傷評価の観点から決定することを試みた。

## 2. 解析モデル

### 2.1 解析対象橋梁

本研究では、3連PC箱断面橋梁のうち中央の2径間部を解析対象として用いた。解析対象橋梁を図-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、橋脚基部に塑性ヒンジを設けた。ま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武田モデルを用い、非線形回転バネを設けた。支承は弾性固定方式のゴム支承とし、桁衝突時においても健全であるものとした。

### 2.2 桁間衝突モデル

桁間衝突のモデル化には、図-2に示すような非線形の履歴特性を有する衝突バネモデルを用いた。なお本来の衝突現象は3連の橋桁が衝突する際の位相差などによる影響が考えられるが、本研究では、P2橋脚とP4橋脚で桁間衝突が生じると想定した。このとき、衝突後のバネ定数 $k_i$ は、以下のように表される<sup>5),13)</sup>。

$$k_i = \frac{EA}{\ell/n}$$

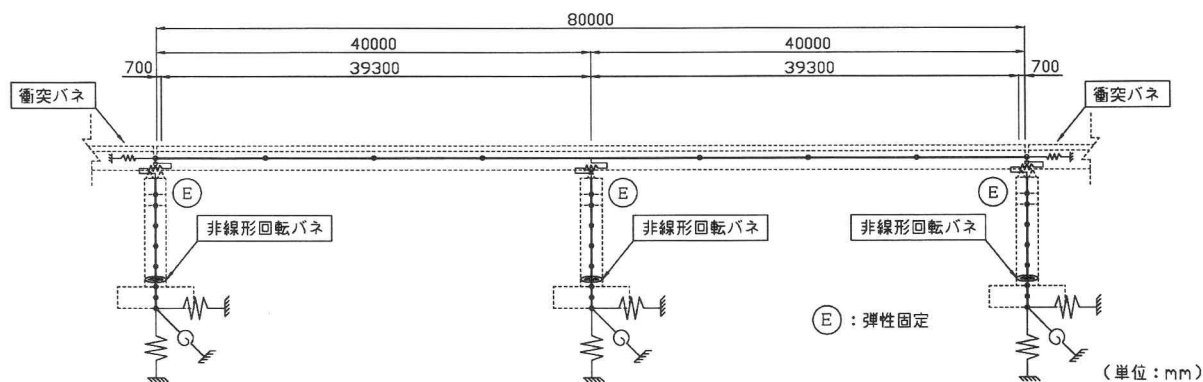


図-3 全体系の解析モデル図

ここに、 $E$  は上部構造のヤング率、 $A$  は断面積、 $l$  は部材長さ、 $n$  は要素分割数である。

本研究で用いた解析対象橋梁では、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 としたことから、 $k_t = 17.94 \times 10^6 \text{ kN/m}$  とすることとした。

### 2.3 全体系の解析モデル

全体系の解析モデルは図-3 のようになる。

## 3. 解析方法

### 3.1 入力条件

入力地震波は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>2)</sup>に示される I 種地盤用標準加速度波形を用いた。この地震波を解析モデル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  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) を用いた。積分時間間隔は  $0.001$  秒とし、解析時間は  $10$  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 径間連続 PC 橋における両側の橋桁端部の遊間を  $10 \text{ cm}$  から  $50 \text{ cm}$  まで  $10 \text{ cm}$  ごとに变化させた場合について解析を行った。入力地震波の地震波倍率として、 $1.0$  倍と  $2.0$  倍のケースについて解析を行った。

### 3.3 損傷評価レベルの導入

#### (1) 橋桁端部の損傷レベル

本研究で用いた対象橋梁では、コンクリートの橋桁どうしの衝突を想定しているが、これまでコンクリートどうしの衝突実験に関する研究は、山口ら<sup>11)</sup>の研究以外にあまり行われていなかった。ここでは、山口らの水平衝突実験によるコンクリートどうしの衝突応力レベルを橋桁端部の損傷評価レベルとして用いることとした。すなわち、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、衝突体は載荷面直径  $130 \text{ mm}$ 、載荷面積  $133 \text{ cm}^2$ 、重量  $1.74 \text{ kN}$

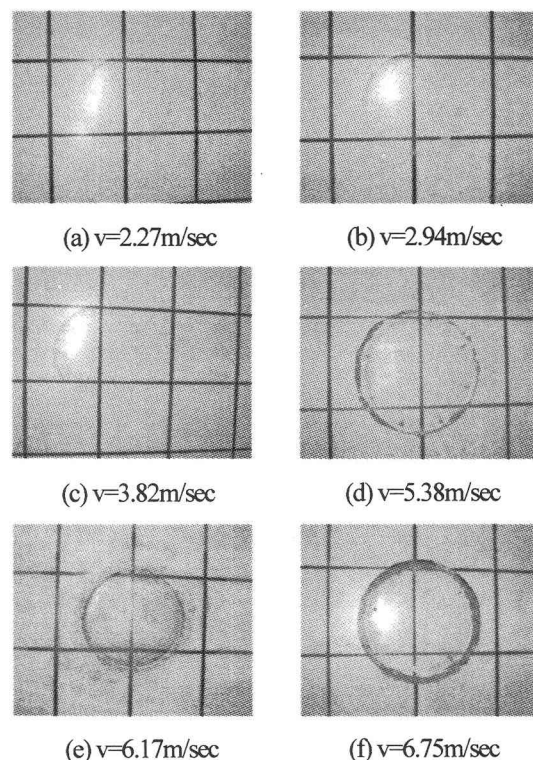


図-4 各衝突速度における RC 板の衝突痕

( $178 \text{ kg}$ ) のテトラポッド一脚先端部を模擬したコンクリート塊を用い、被衝突体は幅×高さが  $1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$ 、厚さが  $70 \text{ mm}$  の RC 板を使用している。衝突体の衝突速度を  $1 \text{ m/sec}$  から  $7 \text{ m/sec}$  まで变化させて、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。この実験によって得られた、各衝突速度  $v$  における 1 回目の衝突時における RC 板の衝突痕の写真を図-4 に示す。このとき、1 回目の衝突時における最大応力と衝突速度の関係は、図-5 のように表される。

これらの結果から、本研究では表-1 に示す損傷評価のレベルを設定した。図-6 にその模式図を示す。すなわち、橋桁端部の最大応力の値に応じて、軽微な損傷 (A)、中程度の損傷 (B)、大規模な損傷 (C)、破壊 (D) と定義した。

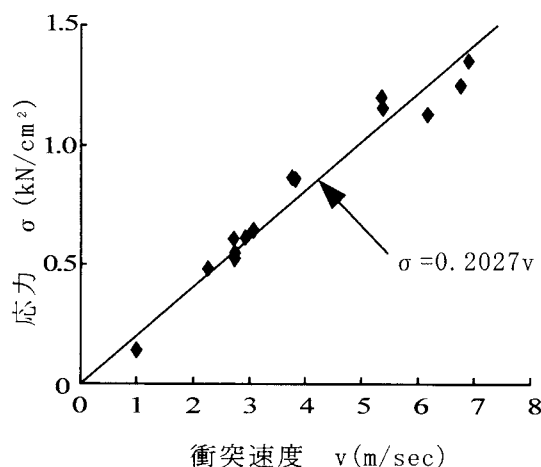


図-5 1回目の衝突時の最大応力と衝突速度の関係

表-1 橋桁端部の損傷評価レベル

| 最大応答応力 $\sigma$ (kN/cm <sup>2</sup> ) | 損傷の程度  | 損傷度 |
|---------------------------------------|--------|-----|
| $\sigma \leq 0.5$                     | 軽微な損傷  | A   |
| $0.5 < \sigma \leq 1.0$               | 中程度の損傷 | B   |
| $1.0 < \sigma \leq 1.5$               | 大規模な損傷 | C   |
| $\sigma > 1.5$                        | 破壊     | D   |

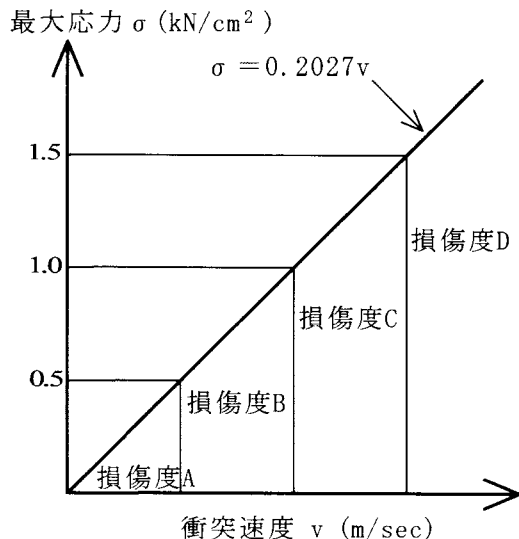


図-6 橋桁端部の損傷評価レベル

## (2)橋脚基部の損傷評価

橋脚基部の損傷評価レベルを決定するに当たっては、図-1のP3橋脚基部の曲げモーメント-回転角の関係から求めた。橋脚の断面が有する骨格曲線から、ひび割れ状態、降伏状態、終局状態を考慮した結果、表-2のようになる。その回転角に応じて損傷評価レベルを決定すると表-3のようになる。図-7に、その模式図を示す。すなわち、各応答回転角の値に応じて、軽微な損傷(a)、中程度の損傷(b)、大規模な損傷(c)、破壊(d)と定義した。

表-2 橋脚基部の曲げモーメント-回転角関係

| 曲げモーメントの記号 | 曲げモーメントの値 (kN・m) | 回転角の記号     | 回転角の値 (rad)             |
|------------|------------------|------------|-------------------------|
| $M_1$      | 10228            | $\theta_1$ | $139.95 \times 10^{-6}$ |
| $M_2$      | 25881            | $\theta_2$ | $1316.0 \times 10^{-6}$ |
| $M_3$      | 29546            | $\theta_3$ | $22938 \times 10^{-6}$  |

表-3 橋脚基部の損傷評価レベル

| 最大応答回転角 (rad)                                               | 損傷の程度  | 損傷度 |
|-------------------------------------------------------------|--------|-----|
| $0 < \theta \leq 139.95 \times 10^{-6}$                     | 軽微な損傷  | a   |
| $139.95 \times 10^{-6} < \theta \leq 1316.0 \times 10^{-6}$ | 中程度の損傷 | b   |
| $1316.0 \times 10^{-6} < \theta \leq 22938 \times 10^{-6}$  | 大規模な損傷 | c   |
| $\theta > 22938 \times 10^{-6}$                             | 破壊     | d   |

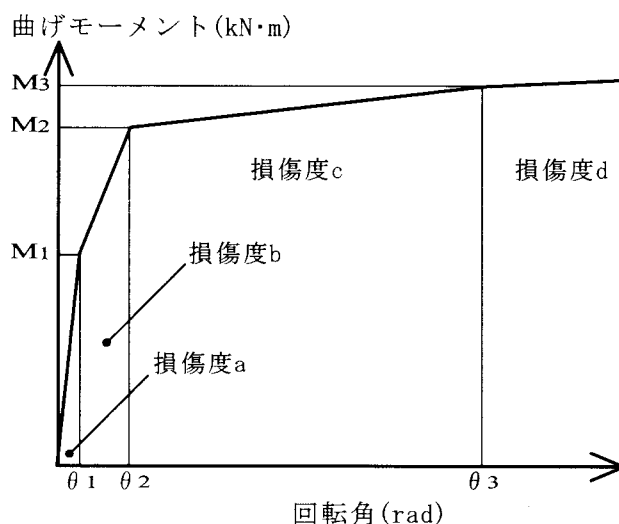


図-7 橋脚基部の損傷評価レベル

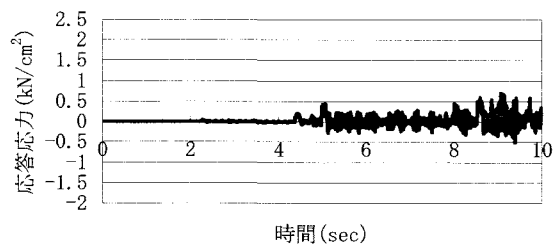
傷(b)、大規模な損傷(c)、破壊(d)と定義した。

## 4. 解析結果および考察

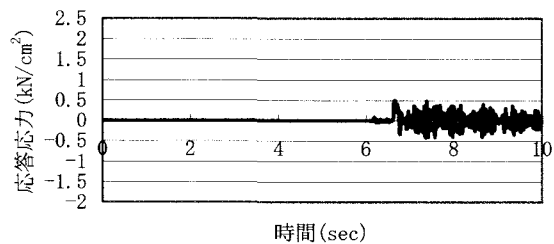
### 4.1 橋桁端部の応答応力

図-8(a)~(e)は、地震波倍率  $\alpha=1.0$  の場合、遊間  $S=10, 20, 30, 40, 50$ cmと変化させたときの橋桁端部の応答応力の時刻歴を示したものである。ここで応答応力は、応答軸力を桁端の面積で割って算出した。これより、遊間が小さいときは桁端が衝突して応力が発生しているが、遊間が大きくなると衝突しないため、応力が発生していないことがわかる。

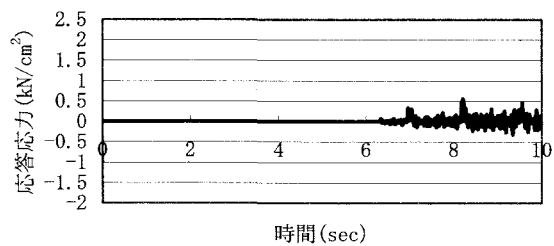
図-9(a)~(e)は、地震波倍率  $\alpha=2.0$  の場合、遊間



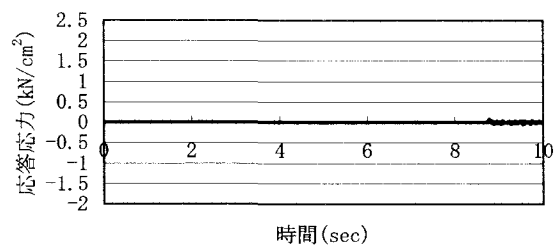
(a) 遊間 10cm の場合



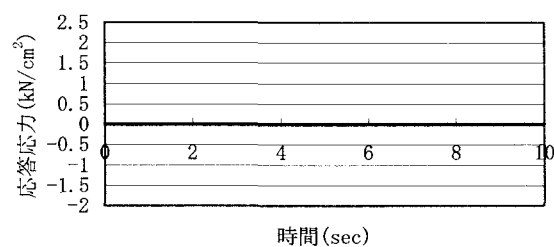
(b) 遊間 20cm の場合



(c) 遊間 30cm の場合

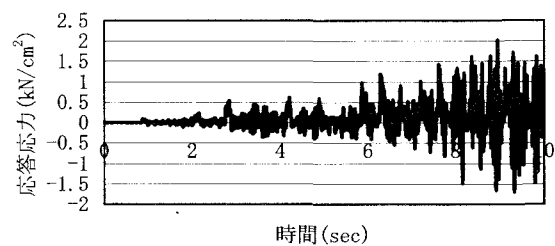


(d) 遊間 40cm の場合

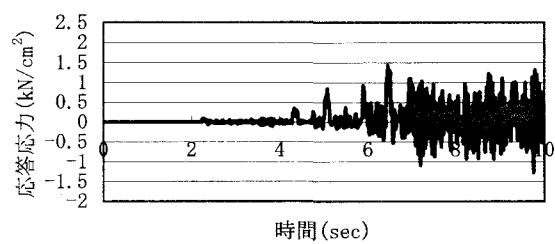


(e) 遊間 50cm の場合

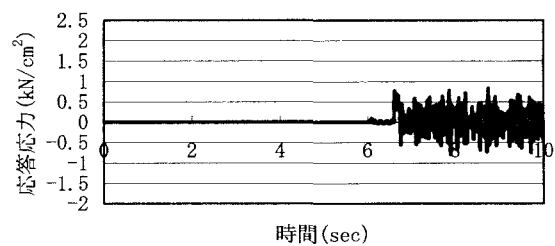
図-8 橋桁端部における応答応力の時刻歴  
(地震波倍率 $\alpha=1.0$  のとき)



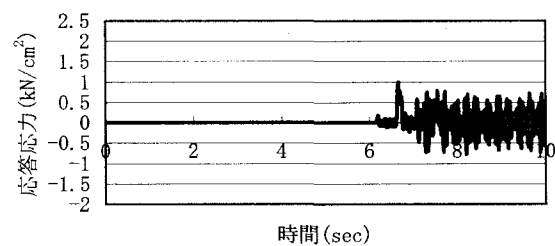
(a) 遊間 10cm の場合



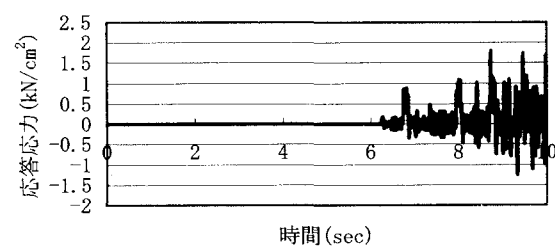
(b) 遊間 20cm の場合



(c) 遊間 30cm の場合

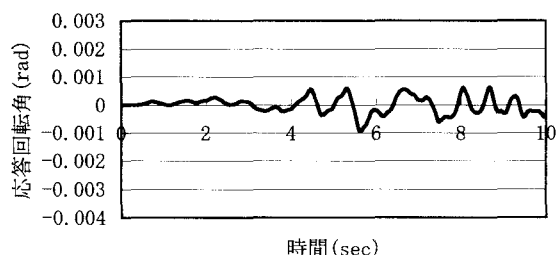


(d) 遊間 40cm の場合

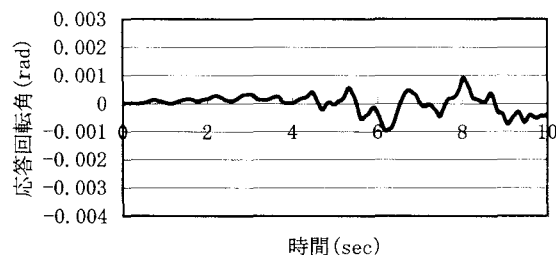


(e) 遊間 50cm の場合

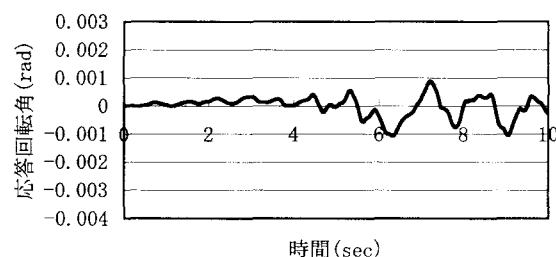
図-9 橋桁端部における応答応力の時刻歴  
(地震波倍率 $\alpha=2.0$  のとき)



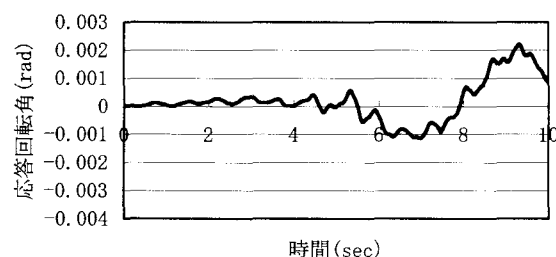
(a) 遊間 10cm の場合



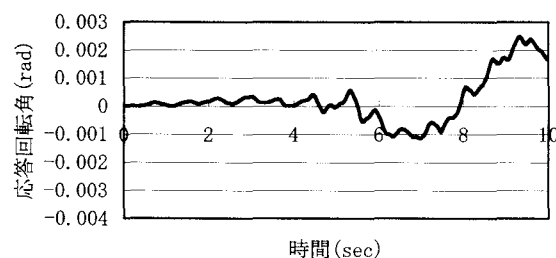
(b) 遊間 20cm の場合



(c) 遊間 30cm の場合

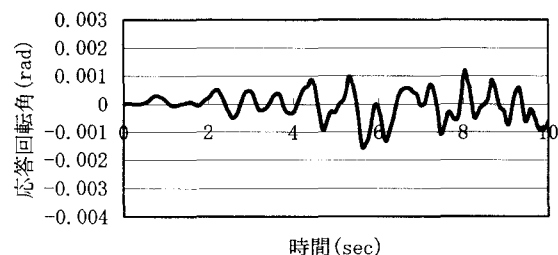


(d) 遊間 40cm の場合

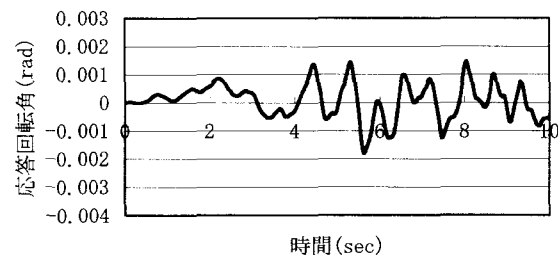


(e) 遊間 50cm の場合

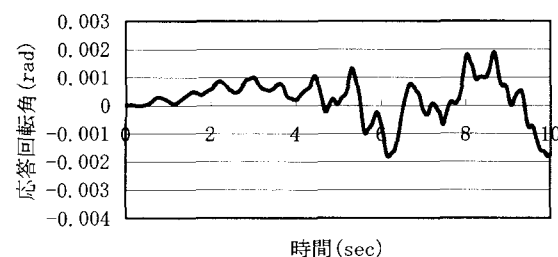
図-10 橋脚基部における応答回転角の時刻歴  
(地震波倍率  $\alpha=1.0$  のとき)



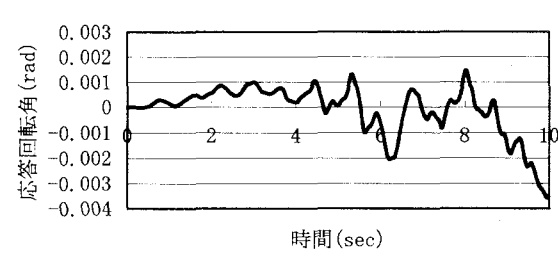
(a) 遊間 10cm の場合



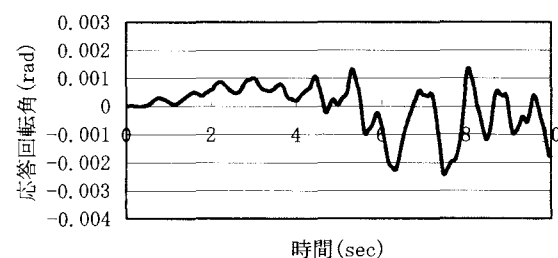
(b) 遊間 20cm の場合



(c) 遊間 30cm の場合



(d) 遊間 40cm の場合



(e) 遊間 50cm の場合

図-11 橋脚基部における応答回転角の時刻歴  
(地震波倍率  $\alpha=2.0$  のとき)

表—4 橋桁端部の損傷評価

| S(cm) | $\alpha=1.0$ | $\alpha=2.0$ |
|-------|--------------|--------------|
| 10    | B            | D            |
| 20    | A            | C            |
| 30    | B            | B            |
| 40    | A            | C            |
| 50    | 衝突なし         | D            |

表—5 橋脚基部の損傷評価

| S(cm) | $\alpha=1.0$ | $\alpha=2.0$ |
|-------|--------------|--------------|
| 10    | b            | c            |
| 20    | b            | c            |
| 30    | b            | c            |
| 40    | c            | c            |
| 50    | c            | c            |

S=10,20,30,40,50cm と変化させたときの橋桁端部の応答応力の時刻歴を示したものである。これより、 $\alpha=2.0$  の場合は、桁端衝突がすべての遊間で起こり、特に S=10cm および 50cm の場合は  $\sigma > 1.5\text{kN/cm}^2$  となり、極めて損傷が大きくなることが認められる。S=50cm のとき、 $\sigma > 1.5\text{kN/cm}^2$  となった理由は、衝突によって応答加速度が大きくなったためと考えられる。また、橋桁の応答速度が大きくなったことも一因であると考えられる。

#### 4.2 橋脚基部の応答回転角

図—10(a)～(e)は、地震波倍率  $\alpha=1.0$  の場合、遊間 S=10,20,30,40,50cm と変化させたときの P3 橋脚基部の応答回転角の時刻歴を示したものである。これより、遊間 S が 10, 20cm と小さいときは応答回転角も小さいが、遊間 S が 40, 50cm と大きくなると応答回転角は大きく変動していることがわかる。

図—11(a)～(e)は、 $\alpha=2.0$  の場合の S=10,20,30,40,50 cm と変化させたときの応答回転角の時刻歴を示したものである。これより、 $\alpha=2.0$  の場合は  $\alpha=1.0$  の場合よりも当然ながらすべての遊間 S に対して応答回転角が大きくなっていることが認められる。特に S=40cm のときは、10 秒付近で  $|\theta| > 0.003\text{rad}$  を超えており、橋脚基部の損傷程度が非常に大きいことが推察される。しかし、S=50cm のときは、S=40cm の場合よりも応答回転角が小さい。この理由としては、隣接橋脚による振動モードの影響などが考えられる。

#### 4.3 橋桁端部の損傷評価

図—8 および図—9 の応答応力と図—6 の応力損傷レベルを比較することにより、橋桁端部の損傷評価を表—4 のように整理することができる。ここで、地震作用時間 10 秒間の間に、1 回でも応力損傷レベルを超えた場合は、超えた側の損傷レベルと判定した。これより、 $\alpha=1.0$  の場合は桁端部の損傷は、遊間 S が小さくても損傷レベルは B レベルできわめて小さいことがわかる。一方、S が大きくなると衝突が生じないので、橋桁端部は健全な状態である。 $\alpha=2.0$  の場合は、S=10 および 20cm のときの損傷レベルは、D,C レベルと極めて大きい。しかし、S=50cm でも損傷レ

表—6 全体系損傷の総合評価

| S(cm) | $\alpha=1.0$ | $\alpha=2.0$ |
|-------|--------------|--------------|
| 10    | B+b          | D+c          |
| 20    | A+b          | C+c          |
| 30    | B+b          | B+c          |
| 40    | A+c          | C+c          |
| 50    | A+c          | D+c          |

ベルが D となっており、この原因は前に述べたとおりである。

#### 4.4 橋脚基部の損傷評価

図—10 および 11 の応答回転角と図—7 の橋脚基部の損傷レベルを比較することにより、表—5 のような橋脚基部の損傷評価をなすことができる。ここでも地震作用時間の 10 秒間に図—6 の損傷レベルを 1 回でも超えた場合は、超えた側の損傷評価とみなした。

#### 4.5 総合評価

以上の表—4 および表—5 をまとめて今回の解析範囲内で総合評価すると表—6 のようになる。

表—6 より、損傷程度を総合的に判定して、 $\alpha=1.0$  のときは S=20cm のケースが最も損傷レベルが小さく (A+b)、 $\alpha=2.0$  のときは S=30cm のケースが最も損傷レベルが小さい (B+c) ことがわかる。よって、本解析対象の PC 橋の場合、安全性を見込めば、S=30cm にすると、レベル 2 地震動の 2 倍が作用しても損傷程度を最小限に抑えられることを解析上検証することができた。

#### 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、総合的な損傷評価を行うことにより、桁遊間の縮小化を意図したものである。本研究の成果を要約すると以下ようになる。

- (1) 従来、コンクリートどうしの衝突による損傷評価指標がなかったのを、山口らの実験データからその損傷レベルを設定することにより、PC 桁どうしの衝突による損傷評価を行うことができた。
- (2) 橋脚基部断面の M (曲げモーメント) - $\theta$  (回転角) 関係を用いて、橋脚基部の損傷評価を行うことができた。
- (3) 応答応力-時間関係および応答回転角-時間関係から、遊間が小さいと衝突現象が起こって応答応力は大きくなり、遊間が大きいと逆に応答応力は小さく、橋脚基部の回転角が大きくなることが確認できた。
- (4) 得られた応答応力と応答回転角を提案した損傷度ランクと比較することにより、橋桁端部および橋脚基部の損傷評価を行い、最終的に 2 つの損傷評価パラメータから総合的に最適な桁端部の遊間を決定した。
- (5) 現行の示方書では、衝突を許容しない設計方針 (地

震時水平力分散構造)により, 結果として桁遊間が大きくなる傾向にあり, そのために各部位で建設コストが高くなる点が指摘されつつある. そこで本研究では, このことを改善するために桁遊間の縮小化に対する一つの提案方法を示したものである.

なお, 今後は, 免震支承や緩衝材などを考慮してさらに検討を進めていく予定である.

#### 参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章橋梁, 土木学会, 1996.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2002.
- 3) 森山卓郎, 依田照彦: 桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討, 土木学会論文集 No.654/I-52, pp.223-232, 2000.
- 4) 庄司学, 川島一彦, Anat Ruangrassamee, 運上茂樹, 足立幸郎, 長屋和宏: 桁間衝突の影響に対するゴム製緩衝装置の有効性に関する実験的検討, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.891-902, 1999.
- 5) 川島一彦, 植原健治, 庄司学, 星恵津子: 桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析, 土木学会論文集 No.703/I-59, pp.221-236, 2002.
- 6) 梶田幸秀, 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.
- 7) 渡邊英一, 宇都宮智昭, 永田和寿, 梶田幸秀, 杉浦邦征: 衝突を考慮した高架橋モデルの振動台実験とそのシミュレーション, 土木学会論文集 No.668/I-54, pp.131-142, 2001.
- 8) 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.
- 9) 武野志之歩, 監崎達也, 伊津野和行: 過大地震動を受ける免震橋梁の桁間衝突が及ぼす影響に関する検討, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.123-128, 2003.
- 10) 大塚久哲, 竹村太佐, 田中智行, 杣辰雄: 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.
- 11) 濱本朋久, 佐藤壮, 西本安志, 梶田幸秀, 園田佳巨, 石川信隆: 積層繊維補強ゴム材を用いた桁遊間縮小化に関する一考察, 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集, pp.879-880, 2002.
- 12) 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.
- 13) 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, No.675/I-55, pp.125-139, 2001.

(2004年9月17日受付)