

# 高橋脚を有する多径間連続ラーメン橋の耐震設計

水口和之<sup>1</sup>・芦塚憲一郎<sup>1</sup>・田尻丈晴<sup>2</sup>

石橋裕<sup>3</sup>・御園生静栄<sup>3</sup>・岡田稔規<sup>4</sup>・小澤里絵<sup>3</sup>

<sup>1</sup>日本道路公団 名古屋建設局 建設第二部 構造技術課 (〒460 愛知県名古屋市中区栄4-1-1)

<sup>2</sup>日本道路公団 名古屋建設局 亀山工事事務所 (〒519-0153 三重県亀山市西町558)

<sup>3</sup>八千代エンジニアリング(株) 耐震保全部 (〒153-0061 東京都目黒区中目黒1-10-21)

<sup>4</sup>八千代エンジニアリング(株) 橋梁・構造部 (〒330 埼玉県大宮市土手町2-15-1)

## 1. まえがき

池山高架橋は第二名神高速道路の三重県亀山市から滋賀県土山町までの区間(大規模な橋梁・トンネルの構造物が連続する典型的な山岳道路)を代表する大規模な連続高架橋である。本橋は、橋長941mのPC10径間連続ラーメン橋で、P2～P7橋脚の高さが60m～74mと非常に高く、その形式に鋼管・コンクリート複合構造を採用している。また、地形が大きく変化しており、P1, P8, P9橋脚の高さは10m前後と、中間橋脚に比べ極端に低いため、ゴム支承により上部構造を支持する構造となっている(図-1参照)。

このような高橋脚を有する橋は、弾性時でも周期が2秒以上となり、地震時挙動が複雑になることが予測される。

そのため、本橋を設計するにあたっては、非線形動的解析により地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震を考慮した地震動に対する耐震性について検討を行った。本論文は、鋼管・コンクリート複合構造の高橋脚を有する多径間連続ラーメン橋の橋軸方向の耐震性検討結果を報告するものである。

## 2. 解析モデルと解析条件

### (1) 解析モデル

橋軸方向の非線形動的解析モデルを図-2に示す。A1, A2橋台の支承は可動支承であることから、桁両端部の支持条件を水平方向可動のピンとし、橋台を省略している。P1, P8, P9橋脚は弾性バネ( $K_{P1}=K_{P9}=1080\text{tf/m}$ 、 $K_{P8}=1200\text{tf/m}$ )で上部構造と連結している。

表-1 非線形動的解析の条件

| 項目      | 条件                                   |
|---------|--------------------------------------|
| 慣性力     | 自重、橋面荷重                              |
| 減衰定数    | 上部構造3%、ゴム沓2%、橋脚2%、基礎10%              |
| 入力地震動   | タイプI、タイプII                           |
| 地盤種別    | I種地盤                                 |
| 減衰マトリクス | Rayleigh型                            |
| 履歴法則    | 武藤型                                  |
| 積分間隔    | 0.002秒                               |
| 初期断面力   | 死荷重による断面力(クリープ、乾燥収縮終了時)を初期断面力として与える。 |

### a) 橋脚部材のモデル化

塑性ヒンジが発生すると予測される橋脚部材に弾塑性回転バネを設ける(M- $\theta$ モデル)とともに、それ以外の橋脚部材は部材断面の曲げモーメントと曲率の関係を非線形とした梁(M- $\phi$ モデル)でモデル化した。

塑性ヒンジは上部構造と剛結するP2～P7橋脚の上下端部およびバネで連結するP1, P8, P9橋脚の下端部に設けている。

### b) 鋼管・コンクリート複合構造橋脚部材断面のモーメント(M)～曲率( $\phi$ )関係

鋼管を鉄筋に置換し道示V9.3<sup>1)</sup>により通常のRC梁理論によって算出したM～ $\phi$ 関係データをもとに、鋼管・コンクリート複合構造橋脚部材のM～ $\phi$ 関係を設定した。

文献2)、3)によると、鋼管・コンクリート複合構造橋脚部材断面の終局曲げモーメントは、鋼管とコンクリートの付着が鋼管降伏後に低下する影響などを考慮して、RC梁理論により算出した最大モーメント値の90%の値としており、本検討もこれにしたがった。ここに、鋼

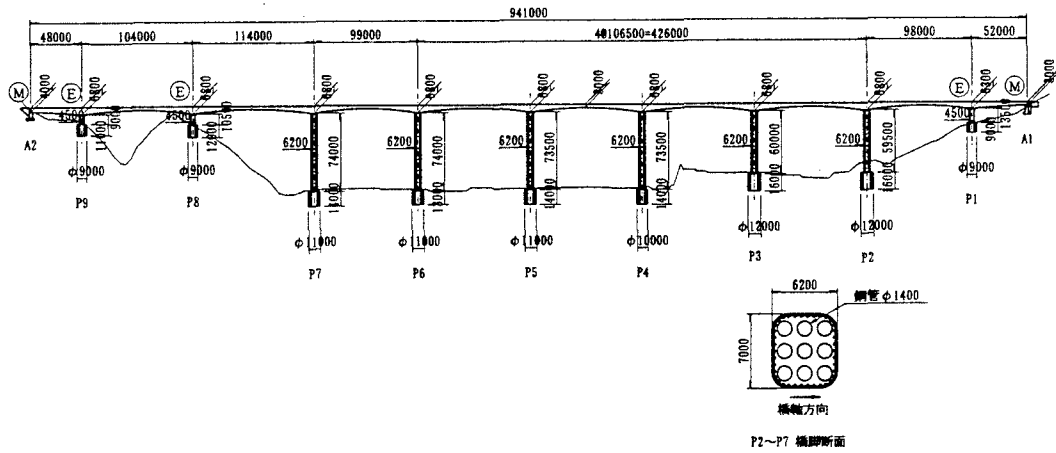


図-1 池山高架橋の一般形状

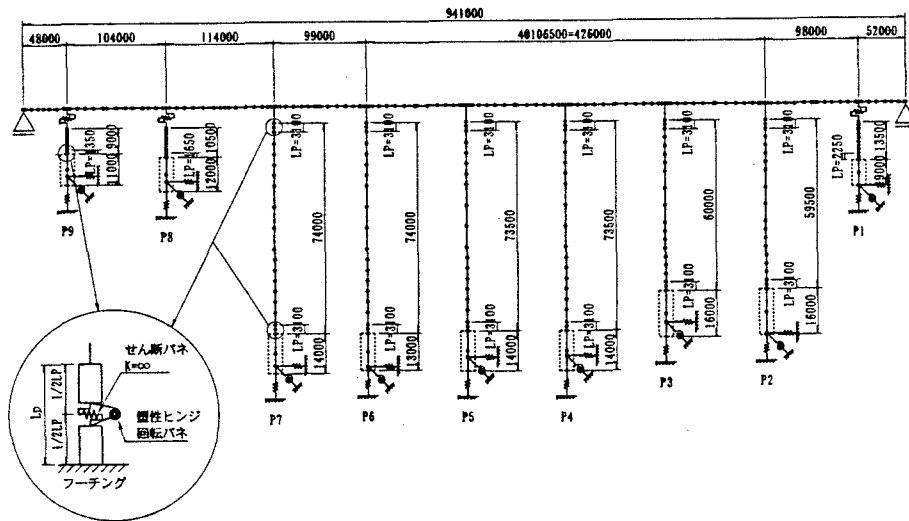


図-2 橋軸方向 動的解析モデル

管・コンクリート複合構造橋脚断面の $M \sim \phi$ 関係の概念図を図-3に示した。(図中、 $\alpha = 0.9$ 、添え字 RC は RC 梁理論により算出した値を示し、添え字 SRC が検討対象橋脚部材としての値を示す。)

### (2) 非線形動的解析の条件

非線形動的解析の条件を表-1に示した。

非線形動的解析は、震度法によって決定した鋼管・コンクリート複合構造橋脚断面に対して実施する。

入力地震動波は「道路橋の耐震設計に関する資料 H9.3」<sup>4)</sup>に示されたタイプ I、タイプ II 地震動の波形を用い、3波平均の応答値にて橋梁の耐震性を評価した。

## 3. 固有値解析結果

橋脚剛性を全断面有効とした場合の固有値解析結果を図-4に示す。橋軸方向の振動で、応答に寄与する振動モードは、1次、2次、11次振動である。上部構造の水平振動が卓越している1次振動の周期は2.2秒と

なっている。なお、橋脚の剛性を降伏剛性とした場合、この振動の周期は2.85秒に延びる。

## 4. 破壊形態

耐力の比較を表-3に示すが、P2~P7橋脚(鋼管・コンクリート複合構造橋脚)、P1、P8、P9橋脚(RC橋脚)ともに、せん断耐力が曲げ耐力を上回り、橋脚の破壊形態は曲げ破壊型となっている。

なお、橋脚の耐力式は表-2に従って算出している。

## 5. 解析結果

### (1) 地震動の違いによる応答値の差

表-4は、入力地震動タイプ別毎の最大応答値である。本橋梁の水平振動が卓越する1次固有周期は2秒以上と長く、この周期における入力地震動の加速度応答スペクトル値はタイプ II に比べてタイプ I が大きくなる。そのため、タイプ I 地震動を入力した結果の方が最大応

表-2 橋脚の耐力算出式

|          |  |  |
|----------|--|--|
| 曲げ耐力算出式  | P2~P7  | $Pu = (Mu_u + Mu_l) / h_1$   |
|          | P1, P8, P9   | $Pu = Mu_l / h_2$  |
|          | Mu <sub>u</sub> : 橋脚上端の終局曲げモーメント<br>Mu <sub>l</sub> : 橋脚下端の終局曲げモーメント<br>h <sub>1</sub> : 塑性ヒンジの弾塑性回転バネ間の距離<br>h <sub>2</sub> : 上部構造慣性力作用位置から塑性ヒンジの弾塑性回転バネまでの距離 |  |
| せん断耐力算出式 | P2~P7  | 設計施工マニュアル案 <sup>3)</sup><br>$Su = (\text{コンクリートが負担するせん断耐力} + \text{高強度より線が負担するせん断耐力} + \text{鋼管が負担するせん断耐力})$ |
|          | P1, P8, P9   | 道示V5.9 <sup>1)</sup>   |

表-3 破壊形態の判定

|         | P1            | P2            | P3            | P4            | P5            |
|---------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Pu (tf) | 1159 (1161)   | 3039 (3081)   | 2836 (2878)   | 2076 (2107)   | 2226 (2261)   |
| Su (tf) | 23714 (24972) | 42599 (42702) | 42574 (42668) | 42583 (42678) | 42583 (42678) |
|         | P6            | P7            | P8            | P9            |               |
| Pu (tf) | 2207 (2241)   | 2129 (2161)   | 1892 (1894)   | 1278 (1282)   |               |
| Su (tf) | 42583 (42678) | 42583 (42678) | 29055 (30313) | 3783 (5041)   |               |

○無し: タイプI入力 ○あり: タイプII入力

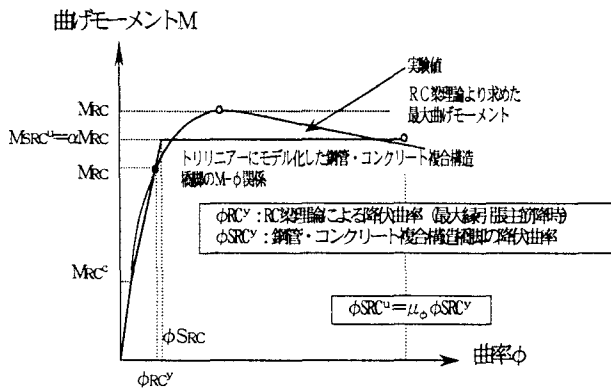


図-3 鋼管・コンクリート複合構造橋脚断面のモーメント-曲率関係

答変位および橋脚部材の最大応答曲げモーメントが大きくなっている。

ただし、最大応答せん断力はタイプII地震動を入力した結果の方が大きくなっている橋脚もある。これは、高次振動域ではタイプII地震動スペクトル値がタイプIよりも大きくなっており、この差が高次振動に影響された応答せん断力として表れたからである。

本橋梁の耐震性は、変位および曲げモーメントを大きくするタイプI地震動で、検討を行うこととした。

1次モード  $T_1=2.252(\text{sec}) \quad \beta_1=1.231$



2次モード  $T_2=1.118(\text{sec}) \quad \beta_2=0.435$



11次モード  $T_{11}=0.480(\text{sec}) \quad \beta_{11}=0.916$

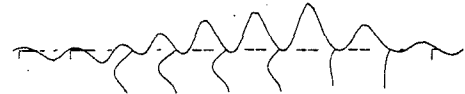


図-4 橋軸方向の固有振動解析

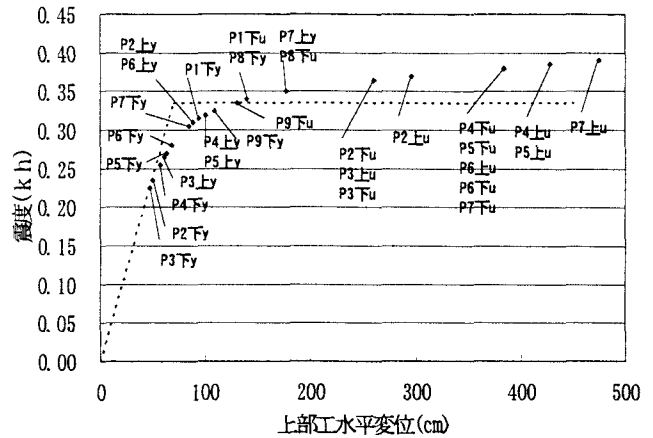


図-5 非線形静的解析の水平震度と変位の関係

(2) 耐震性の照査

上部構造は最大で77.9cmの水平変位が生じ、P2~P6橋脚の塑性ヒンジが降伏するが、耐震性の照査を満足する結果となった。以下に各項目の照査結果を述べる。

a) 変位に対する安全性の照査

図-5は、橋軸方向地震において、震度法の荷重分布で地震力を徐々に増加させた非線形静的解析を行い、作用水平震度と上部構造の水平変位との関係を求めたものである。

P3剛結橋脚下端の塑性ヒンジが震度0.23で最初に降伏し、引き続き、剛結橋脚(P2~P7)の塑性ヒンジが降伏域に達する。その後、バネ連結橋脚(P1, P8, P9)の塑性ヒンジが降伏域に達する。次に、バネ連結橋脚の基部の塑性ヒンジがP1, P9, P8の順で終局し、それ以降、剛結橋脚の塑性ヒンジが終局に至る。

バネ連結橋脚の塑性ヒンジが降伏するポイントと終局するポイントが接近している原因は、橋脚高が4.5m

表-4 動的解析による最大応答値

| 項目             | P 1              | P 2               | P 3              | P 4              | P 5              | P 6              | P 7              | P 8            | P 9            |
|----------------|------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|----------------|----------------|
| 天端変位<br>(cm)   | 74.4<br>(46.9)   | 69.4<br>(43.1)    | 71.6<br>(44.1)   | 72.6<br>(45.7)   | 72.4<br>(45.3)   | 73.6<br>(47.1)   | 73.2<br>(45.6)   | 77.6<br>(48.5) | 77.9<br>(48.6) |
| 基部<br>曲げ(tf・m) | 11116<br>(10248) | 102869<br>(72081) | 99303<br>(87241) | 81449<br>(80545) | 88300<br>(82808) | 88246<br>(85889) | 72118<br>(54562) | 9802<br>(7173) | 7664<br>(5899) |
| 基部<br>せん断力(tf) | 938<br>(1031)    | 3535<br>(3037)    | 3307<br>(3727)   | 2614<br>(3486)   | 2894<br>(3154)   | 3033<br>(3440)   | 2629<br>(3343)   | 1025<br>(815)  | 936<br>(804)   |

○無し：タイプⅠ入力 ○あり：タイプⅡ入力

表-5 動的解析による塑性ヒンジの安全性の判定

|   |                            | P 3  | P 4  | P 5  | P 6  | P 7  |
|---|----------------------------|------|------|------|------|------|
| 上 | $\theta_{max}/\theta_{pa}$ | 0.54 | 0.18 | 0.15 | 0.17 | 0.14 |
|   | $\theta_{max}/\theta_y$    | 3.37 | 1.13 | 0.93 | 1.03 | 0.85 |
| 下 | $\theta_{max}/\theta_{pa}$ | 0.62 | 0.33 | 0.21 | 0.21 | 0.14 |
|   | $\theta_{max}/\theta_y$    | 3.87 | 2.07 | 1.33 | 1.32 | 0.87 |

タイプⅠ入力

と低く、橋脚躯体のじん性性能が小さいためである。

本検討では、安全側を考慮して最初に終局する塑性ヒンジ（P 9 橋脚下端）に対する震度（0.34）を橋梁の終局と仮定した。初降伏震度（0.23）と終局震度（0.34）から、本橋の降伏震度を図-5のように設定すると、許容変位  $\delta a$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} \delta a &= \delta y + (\delta u - \delta y) / \alpha \\ &= 70.8 + (130.6 - 70.8) / 3.0 \\ &= 90.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

この許容変位を表-4に示した各橋脚位置の上部構造最大変位量と比較すると、すべてが許容値以内である。

なお、周期の長い橋であり、上部構造水平変位が78 cm になることから、変位制限装置としてP 1, P 8, P 9 橋脚支承部にダンパーを設けた場合の挙動について検討してみた。ダンパーの減衰を20%程度とすると、上部構造の水平変位は67 cm と86%程度に低減する。高橋脚を有する多径間ラーメン橋などのように周期が長くなる橋梁に対してはダンパーによる変位制限対策も有効であると考えられる。

#### b) 橋脚躯体の塑性ヒンジに対する照査

非線形動的解析の結果、P 3, P 4, P 6 橋脚の上下端およびP 2, P 5 橋脚下端の塑性ヒンジが降伏域に達し塑性化する。しかし、各橋脚の弾塑性回転バネの回転角は許容回転角を下回り、塑性ヒンジの照査を満足する（表-5）。

許容回転角  $\theta_{pa}$  は文献3) にしたがって算出した。

$$\theta_{pa} = \theta_y \cdot \mu_{ua}$$

ここに、

$\theta_y$  ; 降伏回転角

$\mu_{ua}$  ; 許容回転塑性率（タイプⅠ）

表-6 ゴム沓のせん断ひずみの照査

|           | P 1   | P 8   | P 9   |
|-----------|-------|-------|-------|
| ゴム厚(cm)   | 46.8  | 54.6  | 46.8  |
| せん断力(tf)  | 785.5 | 922.7 | 834.4 |
| せん断変形(cm) | 72.7  | 76.9  | 77.3  |
| ひずみ(%)    | 155   | 141   | 165   |

#### c) 橋脚躯体のせん断力に対する照査

橋脚躯体に生じる最大応答せん断力と橋脚躯体のせん断耐力を表-4と表-3に示した。橋脚躯体に生じる最大応答せん断力はせん断耐力を下回っており、せん断力に対しても、十分安全であるといえる。

#### d) ゴム沓のせん断ひずみの照査（P 1, P 8, P 9）

地震力によってゴム沓本体に生じるせん断ひずみは、165%以下であり、地震時の許容せん断ひずみ250%（道示V12.3）を下回る（表-6）。

## 6. まとめ

高橋脚を有する多径間ラーメン橋は周期が長く、入力地震動が低減される構造特性であることから、震度法によって決定した断面の高橋脚（鋼管・コンクリート複合構造）で構成された構造系に対して地震時保有水平耐力法レベルの地震動を入力した動的解析による照査を行っても、下部構造の耐力には問題がなかった。

#### 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成8年12月 日本道路協会
- 2) 日本道路公団 設計要領第Ⅱ集
- 3) “鋼管・コンクリート複合構造橋脚の設計法に関する検討報告書” 平成9年3月（財）高速道路技術センター
- 4) “道路橋の耐震設計に関する資料” 平成9年3月 日本道路協会