

免震支承を用いたPC21径間連続箱桁の動的解析

黒岩 正¹・古川 毅²・林 賢一³

¹日本道路公団 静岡建設局 静岡工事事務所（〒420 静岡県静岡市竜南1丁目26番20号）

²正会員（株）日本構造橋梁研究所 東京本社 設計2部（〒107 東京都港区南青山5丁目12番4号）

³正会員（株）日本構造橋梁研究所 東京本社 設計2部（〒107 東京都港区南青山5丁目12番4号）

1. はじめに

平成7年淡路島を震源としたM7.2の兵庫県南部地震により、阪神地区の社会・経済活動は大きな打撃を受けた。道路橋に関しても阪神神戸3号線をはじめ多くの橋梁が甚大な被害を受け、平成7年2月“復旧仕様”により復旧および補強工事が進められた。平成8年12月には“道路橋示方書”の改訂が行われたが、この中でもV耐震設計編は構造物の耐力に着目した設計手法である保有耐力法が導入され大幅な改訂となった。道路橋示方書によれば、本橋のように特に重要な高速道路橋は、“B種の橋”とし、「橋の供用期間中に発生する確率の高い地震動に関しては健全性を損なわなく、発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動に関しても限定された損傷にとどめる。」の耐震性能を有することを目指してしる。

また、耐震設計においては構造部材の強度を向上させると同時に変形性能を高めて橋全体として耐震性に優れた構造物を目指すことが基本コンセプトとなり、走行性等の社会ニーズに対応した多径間連続箱桁橋が今後ますます増加するものと考えられる。

本報文は、水平力分散効果とエネルギー吸収性能のあ

る免震支承を用い、平均スパン 51.5m、橋長 L=1048.0mのPC21径間連続箱桁橋の設計を行ったが、このうち橋脚構造規模の照査に使用した動的解析結果について述べる。

2. 解析条件

（1）解析対象橋梁

架橋位置は静岡市の北部にあたり、東海地震の発生が懸念されている地域でもあり、大規模地震に対する照査は不可欠である。

解析対象橋梁の全体一般図は図-1に示すとおりで、橋脚高は地形条件の関係によりH=7.0m~41.5mと大きく変化している。また、地盤条件も起点・終点側の傾斜地は、古第三期中期始新世~新第三期前期中新世の瀬戸川層群（砂岩・泥岩・砂泥互層）の基盤岩が地表面付近に存在するのに対し、中央の平坦部は現河床堆積物が厚く覆い、基盤をなす珪質頁岩・砂岩は、30m以深に存在している。地盤種別および基礎形式もⅠ種地盤である傾斜地は大口径深礎杭、Ⅱ種地盤である平坦部は場所打ち杭の杭基礎と異種基礎が混在している。代表的な橋脚の構造一般図を図-2に示す。

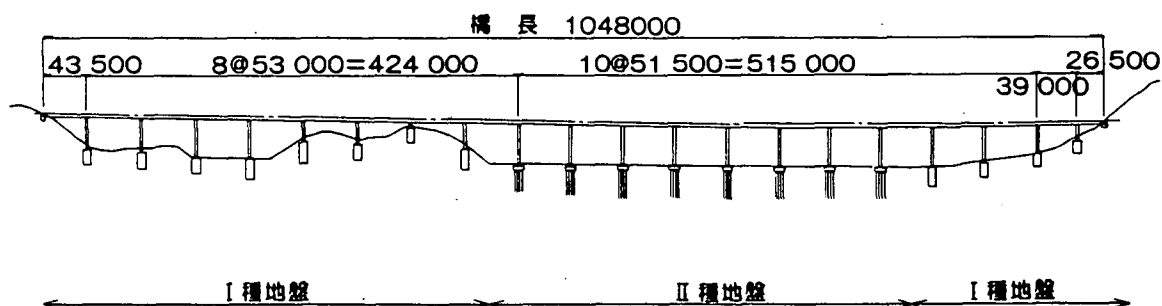
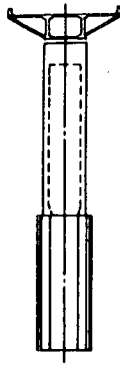
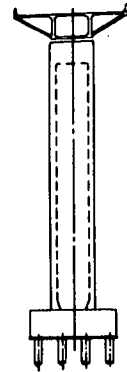


図-1 全体一般図



(a) 大口径深礎杭基礎



(b) 杭基礎(場所打ち杭)

図-2 橋脚構造図

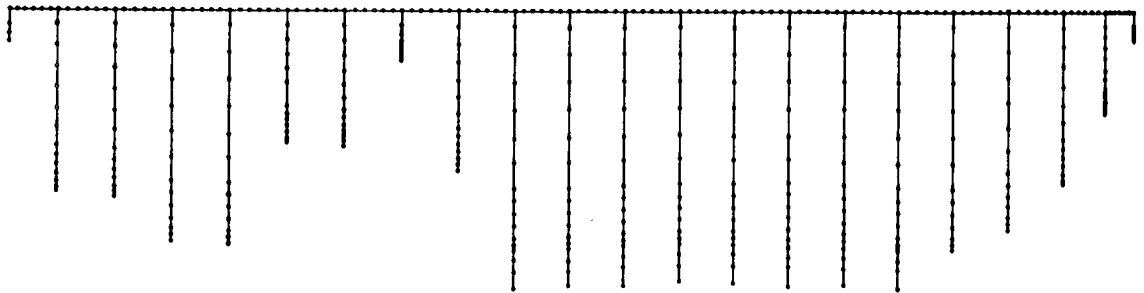


図-3 解析モデル図

(2) 解析法

解析法は、橋脚・支承の非線形性を直接非線形履歴に取り込んだ時刻歴応答解析により行った。積分法は Newmark- β 法とし、非線形解析の収束性等を考慮して積分時間間隔を 0.002 秒とした。

(3) 解析モデル

図-3 に解析モデル図を示す。また、図-4 に橋脚の解析モデル図を示す。上部構造の分割数は曲げ振動モードを考え、各径間を 6 分割とした。橋脚は、塑性変形は塑性ヒンジ領域に生じそれ以外の部材は塑性化しないものと考え、10 分割とした。

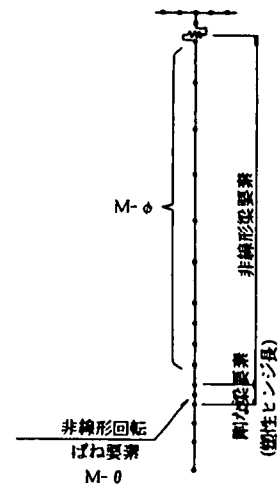


図-4 橋脚解析モデル図

(4) 部材のモデル化

部材のモデル化は、以下のように設定した。

- ・塑性ヒンジが発生すると予想される箇所（橋脚下端）の塑性ヒンジ領域は、弾塑性回転バネでモデル化した。弾塑性回転バネは、曲げモーメントと回転角の関係を非線形とし塑性ヒンジ領域の中央に設けた。図-5 に塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係を示す。
- ・橋脚の塑性ヒンジ領域以外の部分は、梁要素でモデル化した。梁要素は、曲げモーメントと曲率の関係を非線形とした。図-6 に部材の曲げモーメントと曲率の関係を示す。

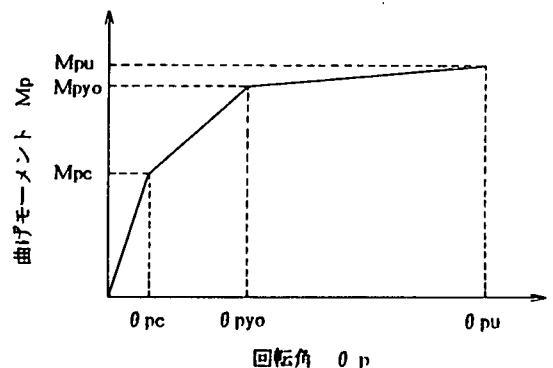


図-5 塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係

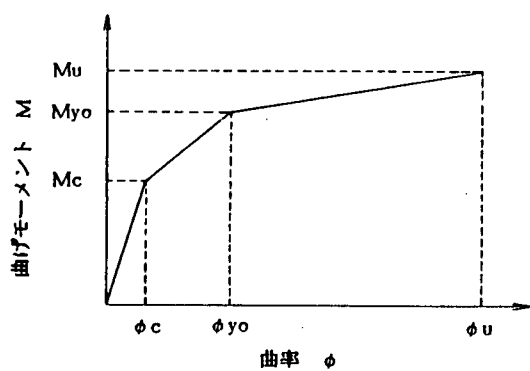


図-6 部材の曲げモーメントと曲率の関係

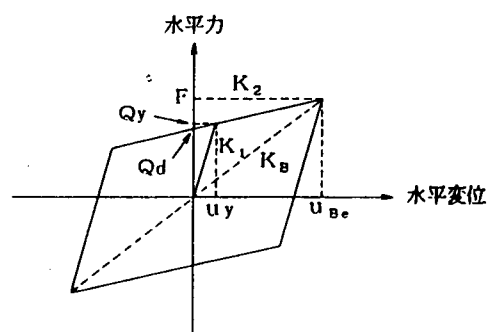
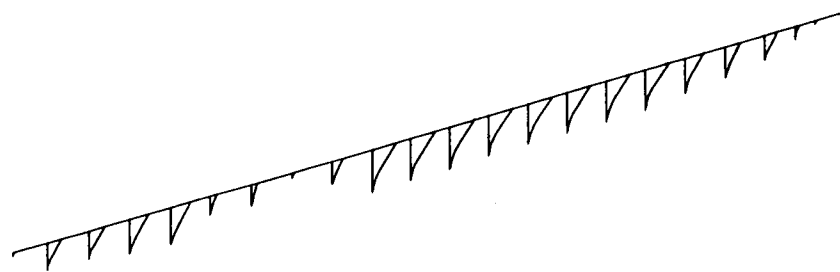


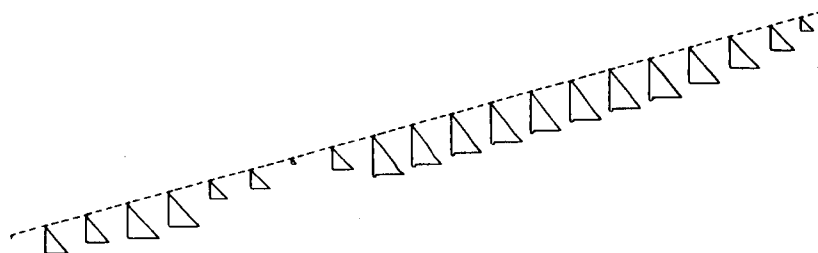
図-7 免震支承の履歴特性

Max=0.235m



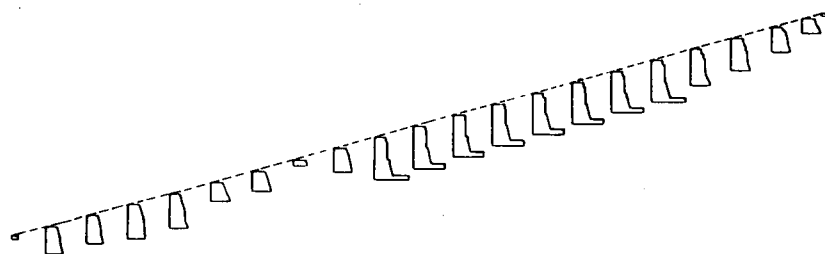
(a) 最大応答変位図

Max=17770tf・m



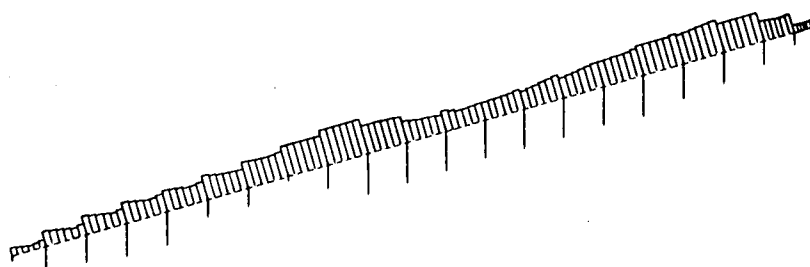
(b) 最大応答曲げモーメント図

Max=1048tf



(c) 最大せん断力

Max=902tf



(d) 最大軸力図

図-8 最大応答変位および最大応答断面力（橋軸方向）

- ・上部構造は塑性化を許さない部材であるため、線形の梁要素でモデル化した。
- ・免震支承はバイリニア型の履歴特性で非線形性を考慮した。図-7 に免震支承の履歴特性を示す。

(5) 入力地震動

傾斜部の地盤種別がⅠ種地盤、平坦部のがⅡ種地盤と同一振動単位系で異なる地盤種別が存在するため、タイプⅠ、ⅡともⅠ種、Ⅱ種地盤の両方の地震動を入力した。

3. 解析結果

図-8 に代表的な入力地震動に対して発生した最大応答変位および最大応答断面力を示す。

4. 橋脚躯体の安全性の照査

橋脚躯体の安全性の照査は、塑性回転角、断面力および残留変位に対して行った。

(1) 塑性回転角に対する照査

塑性ヒンジ部の応答回転角が許容回転角以下であることを照査した。安全性の評価に用いる許容回転角 θ_{pa} は式(a), (b)により算出した。

$$\theta_{pa} = \left(\theta_{pyo} + \frac{\theta_{pu} - \theta_{pyo}}{\theta_{yo}} \right) \cdot \frac{M_{pyo}}{M_{pa}} \dots\dots\dots(a)$$

$$M_{pa} = M_{pyo} + \frac{M_{pu} - M_{pyo}}{\alpha} \dots\dots\dots(b)$$

ここに、

- θ_{pa} : 終局時の回転角 (rad)
- θ_{pyo} : 初降伏時の回転角 (rad)
- M_{pu} : 終局時の曲げモーメント (tf・m)
- M_{pyo} : 初降伏時の曲げモーメント (tf・m)
- α : 安全係数で、タイプⅠの地震動に対する場合 $\alpha=3.0$ 、タイプⅡの地震動に対する場合 $\alpha=1.5$

この結果、Ⅱ種地盤タイプⅠの地震動の場合が最も厳しく、許容値／平均値は橋軸方向で約 3.0～5.5、直角方向で約 2.5～19.7 と安全性が確認された。

(2) せん断力に対する照査

応答最大せん断力がせん断耐力以下であることを照

査した。

この結果、Ⅱ種地盤タイプⅡの地震動が最も厳しく、許容値／平均値は橋軸方向で約 1.4～2.2、直角方向が約 2.0～2.7 と安全性が確認された。

(3) 残留変位に対する照査

残留変位が許容残留変位以下であることを照査した。

残留変位の最大値は約 6.0cm であり、許容値以内の値に収まっていることを確認した。

(4) 塑性化を想定していない部材に対する照査

橋脚各部材の最大応答断面力は各断面の初降伏曲げモーメント以下の値であり、想定した塑性ヒンジ領域以外で塑性化が生じていないことを確認した。

5. 支承部の照査

支承部の照査は、支承のせん断歪みが許容値以内であることを照査した。

支承部のせん断歪みはⅡ種地盤タイプⅡの地震動が最も厳しく、橋軸方向で約 0.8～1.7、直角方向で約 0.9～2.0 と許容値 (2.5) 以下となり、安全性が確認された。

6. まとめ

本橋梁は震度法で決定した橋脚寸法および配筋状態に対し大規模地震時の照査を行った結果、十分な耐震性能を有する結果となった。

これは、

- ・免震支承を用いたことにより長周期化が図れ(保耐法：橋軸方向 $T=2.613(s)$ 、直角方向 $T=2.501(s)$)、作用地震力が低減された。
- ・免震支承を用いて地震力の分散を図った。
- ・免震支承が十分なエネルギー吸収性能を発揮した。

等の理由による。

橋長 1048m の PC 2 1 径間連続箱桁橋に免震支承を用いたことにより、大規模地震時に対しても十分な耐震性能を有する構造物とすることができ、かつ、走行性等の社会ニーズに対応した多径間連続箱桁橋とすることができた。