

I-304

連続高架橋の設計における耐震検討例

首都高速道路公団 田中 充夫 株式会社 長大 高月 広行

首都高速道路公団 池田 公雄 足立技術士事務所 足立 敏行

1. まえがき

現行の道路橋示方書は、震度法により耐震設計された橋梁のうち、地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析により安全性を照査するのが望ましいとしている。このことから、地震時の挙動が複雑であるかどうかの判断が必要となっている。本論では、連続高架橋の設計における耐震検討例を通して、動的解析が必要となる原因を明らかにするとともに動的解析における留意点について述べる。

2. 連続高架橋の解析

現在事業中の首都高速川崎縦貫線の高架部は、高さ約20mのラケット型橋脚で鋼製2層式の連続高架橋が数多く連続する。その一部である3連の連続橋(図1)を対象として、震度法解析および動的解析を実施した。ここでは橋軸直角方向に地震動が作用した場合を扱う。入力した応答スペクトルは図2に示す通りで、設計震度0.33に対応するものである。解析は各連(P59~P64の5径間、P64~P67の3径間、P67~P73の6径間)を個々にモデル化した場合と、3連全体(P59~P73)をモデル化した場合について実施した。各橋脚基部の曲げモーメントについて、動的解析値(CQC法)の震度法解析値に対する比率を図3に示す。この図から以下のことがわかる。①モデルにかかわらず、多くの橋脚において動的解析値が震度法解析値を越える。②橋脚の支持する径間長が相対的に長いほど、動的解析値の比率が大きくなる。③1連モデルの境界付近の橋脚(P64など)では、モデルによる解析結果の差異が大きい。

3. 検討結果

①の原因については以下のことが考えられる。説明のため表1に動的解析と震度法の解析方法の比較を示す。静的解析である震度法は、動的解析における減衰力を零とし(表1においては、 $2h_i\omega_i\dot{q}_i=0$)、本来時間的変動量である慣性力を一定値とした場合(同じく、 $\ddot{q}_i+\beta_i\ddot{a}=\beta_i\cdot k\cdot g$)に相当する。表1より、各モードにおいて加速度応答スペクトル値と震度に応じた加速度 $k\cdot g$ が等しければ、各モードによる応答は動的解析と震度法とで等しくなり、震度法解析値は各モード毎の最大応答値を単純に加算した結果と一致することになる。従って、震度法は応答スペクトル法における「単純和法」と位置づけることができる。このことから、複数のモードが影響する構造では、震度法と動的解析の結果は異なったものになる。表2に各橋脚の主たるモードによる応答を示した。この表より、各モードによる応答の正負の符号によって震度法の解析値が動的解析値に対して過大になったり、過小になったりすることがわかる。

次に、②に指摘した径間長に関連する橋脚1基ごとの固有周期を図4に示す。図3と照合すると、固有周期と動的解析値の比率の間に強い相関が認められる。従って、各橋脚の固有周期の把握が必要である。

③の原因はモデルにより動的解析値が異なることにある。動的解析では隣接する橋梁の影響が大きいと考えられる。そこで、隣接する両側の橋脚を含めた改良一連モデル(P63~P68)について解析を試みた。その解析結果を図5に示す。隣接する橋脚を含めることでかなり改善されることがわかる。

4. あとがき

検討結果をまとめると以下になる。①一定の条件下では震度法は応答スペクトル法における「単純和法」と考えられる。ゆえに、複数の振動モードが影響する場合、動的解析による照査が必要となる。②各橋脚の固有周期の不均一性が動的解析の必要性の判断基準になると考えられる。③動的解析では隣接部の影響が大きいため、1連モデルには隣接する橋脚をモデルに含めるなどの対策が必要である。

以上の検討を踏まえた上で、高速川崎縦貫線の耐震設計においては、動的解析結果を反映させることとし、耐震性の向上を計っている。

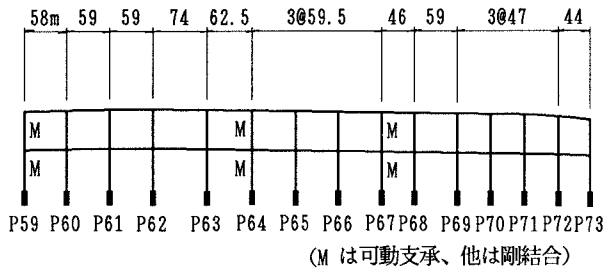


図1 川崎縦貫線（P59～P73）解析モデル

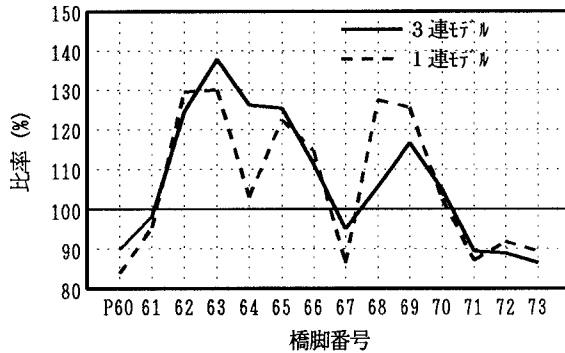


図3 橋脚基部・橋軸直角方向曲げモーメントの比率（動的解析値／震度法解析値）

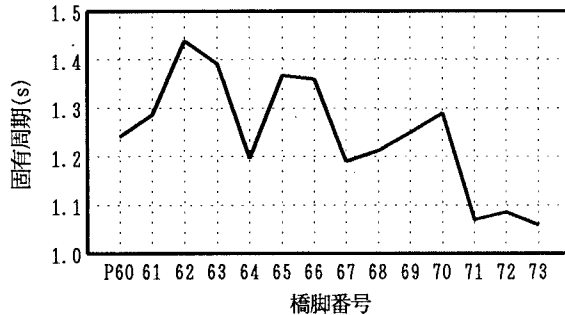


図4 橋脚1基ごとの固有周期

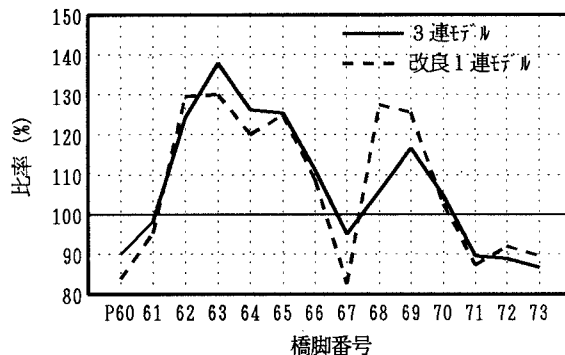


図5 橋脚基部・橋軸直角方向曲げモーメントの比率（動的解析値／震度法解析値）
〔改良モデル〕

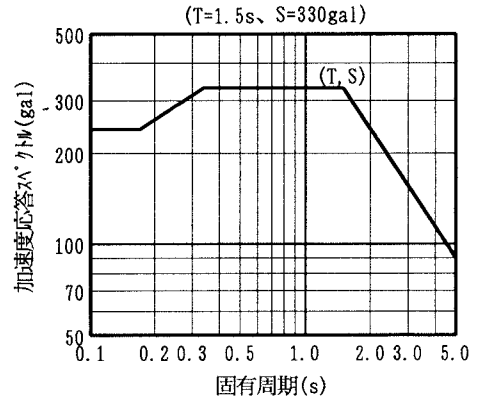


図2 首都高速道路公団・耐震設計基準の
加速度応答スペクトル
（Ⅲ種地盤用：減衰定数5％）

表1 動的解析と震度法の比較
（上段：動的解析、下段：震度法）

方程式	$\ddot{q}_i + 2h_i\omega_i\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\beta_i \ddot{\alpha}$
	$\omega_i^2 q_i = -\beta_i \cdot k \cdot g$
各次最大応答	$\delta_{mi} = \phi_{mi} \cdot \beta_i \cdot S_{ai} / \omega_i^2$
	$\delta_{mi} = \phi_{mi} \cdot \beta_i \cdot k \cdot g / \omega_i^2$
最大応答変位	$\delta_m = \sqrt{(\sum \delta_{mi}^2)}$
	$\delta_m = \sum \delta_{mi}$
記号	q_i : i 次モードの基準座標 h_i : i 次モードの減衰定数 ω_i : i 次モードの固有角振動数 β_i : i 次モードの刺激係数 α : 入力地震動 k : 震度 g : 重力加速度
説明	S_{ai} : i 次の加速度応答スペクトル ϕ_{mi} : 第 m 自由度の i 次モード δ_{mi} : 第 m 自由度の i 次モードによる最大応答変位 δ_m : 第 m 自由度の最大応答変位

表2 橋脚基部の橋軸直角方向曲げモーメント（1連モデル）
〔単位：tfm〕

モード	P60	P61	P62	P63
1次	3,019	5,306	10,028	11,699
2次	2,779	2,149	785	-1,408
3次	2,082	-302	-2,260	9
CQC法	5,649	6,283	10,253	11,375
震度法	6,734	6,592	7,918	8,747