

柱と剛体で構成される構造モデルの地震動応答特性に関する検討

関東学院大学 学生員 ○前嶋 純

関東学院大学 フェロー 吉田 裕

1. はじめに

兵庫県南部地震で倒壊した阪神高速神戸線の単柱橋脚の構造は、鉄筋コンクリート製の橋脚と橋桁とが一体となった、上部が重い構造である。倒壊に至った原因は設計基準を大きく上回る力が作用したことに尽きるが、構造上の問題点も指摘されてきている。重い上部構造を柱で支持する形で構成される構造は、ある意味でごく一般的なものであり、この種の構造の、地震時の振舞いについて検討する余地はなお残されている。

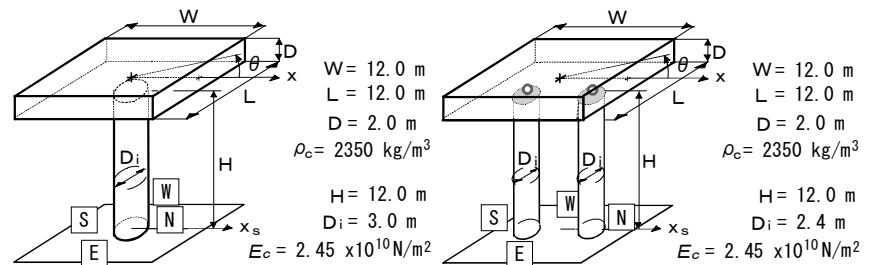
本研究は、当該橋構造を1本の柱の頭部に剛体が直結された単純な構造としてモデル化し、柱下端部に水平と鉛直2成分の地震加速度を入力して応答解析を行い、その地震動のもとでの振舞いを、剛体が2本の柱にヒンジ結合で支持された構造モデルの場合と比較して、特に剛体部の回転慣性が地震時の挙動に及ぼす影響について検討したものである。解析に用いた加速度記録は、神戸海洋気象台のNS成分とUD成分である。

2. 解析の対象とした構造モデル

2.1 対象とした構造モデルとその諸元

解析は、上部構造を直方体として理想化した剛体部の重心位置の、水平変位 x と鉛直変位 y および水平軸から鉛直軸に向う反時計回りにとった回転変位 θ の3自由度で構造系を記述した、2次元運動方程式を対象とするものである。図1(a)に示した「モデル1」は、1本の橋脚と橋桁とが一体となった鉄筋コンクリート製の構造をモデル化したものである。剛体部の質量は、設計上考慮されている実際の質量の約50%に相当し、橋軸方向の寸法を柱頭部の近くに纏めている。水平震度0.2を単純に適用した場合の、柱下端の曲げ縁応力は 6.5 MN/m^2 程度である。図1(b)に示した「モデル2」は、モデル1の剛体部が2本の柱にヒンジ結合で支持された構造モデルである。

同じ水平震度を適用した場合の柱下端の曲げ縁応力が、モデル1の場合と同程度になるように柱の寸法を定めている。解析に採った材料定数等の値は、図中に記入した通りである。



(a) 図1 対象とする構造と諸元 (b)

2.2 運動方程式

剛体部重心位置の変位 x , y と支点の変位 x_s , y_s との水平相対変位 $\hat{x} = x - x_s$, 鉛直相対変位 $\hat{y} = y - y_s$ と回転変位 θ とで記述される運動方程式は、式(1)のように与えられる。ここに、 m_x , m_y は剛体部の質量、 J は慣性モーメントであり、剛性係数 k_{ij} は、「モデル1」に対して

$$\begin{bmatrix} m_x & 0 & 0 \\ 0 & m_y & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\hat{x}} \\ \ddot{\hat{y}} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\hat{x}} \\ \dot{\hat{y}} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{x} \\ \hat{y} \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_x \cdot \ddot{x}_s \\ -m_y \cdot \ddot{y}_s \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$[k1] = \begin{bmatrix} 12 \cdot EI/H^3 & 0 & (6 \cdot EI/H^3) \cdot (H+D) \\ 0 & EA/H & 0 \\ (6 \cdot EI/H^3) \cdot (H+D) & 0 & (EI/H^3) \cdot (4 \cdot H^2 + 6 \cdot H \cdot D + 3 \cdot D^2) \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$[k2] = \begin{bmatrix} 6 \cdot EI/H^3 & 0 & (6 \cdot EI/H^3) \cdot (D/2) \\ 0 & 2 \cdot EA/H & 0 \\ (6 \cdot EI/H^3) \cdot (D/2) & 0 & (6 \cdot EI/H^3) \cdot (D/2)^2 + (2 \cdot EA/H) \cdot (s/2)^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

地震動応答、柱頭部剛体、回転慣性

横浜市金沢区六浦東 1-50-1 Tel. & Fax. 045-786-7147

は式(2), 「モデル2」に対しては式(3)のように与えられる. また, 減衰は, 減衰定数 ξ を与えてモード減衰として考慮している. \ddot{x}_s, \ddot{y}_s は, 支点に入力される水平および鉛直方向の地震加速度である.

3. 固有振動数と固有周期

対象モデルの, 具体的な固有振動数 ω (rad/s)と固有周期T(s)は表1に示す通りになる.

表1 対象モデルの固有振動数と固有周期

	ω_1 (rad/s)	ω_2 (rad/s)	ω_y (rad/s)	T1(s)	T2(s)	Ty(s)
モデル1	13.0	76.0	146.0	0.484	0.0827	0.0430
モデル2	14.3	188.2	165.2	0.439	0.0334	0.0380

4. 剛体部重心位置の応答

神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震における加速度記録のNS成分とUD成分を図2の最下段に示した.

図2は, この加速度が対象モデルの支点に入力された場合の剛体部重心位置の応答結果を示したものである. 減衰定数を10%($\xi=0.10$), 30%, 50%に採った場合の結果を併記し, 最大値を図中に記入した. 水平相対変位と回転変位に関しては, 応答の性状が構造の減衰特性に大きく依存することが分かる.

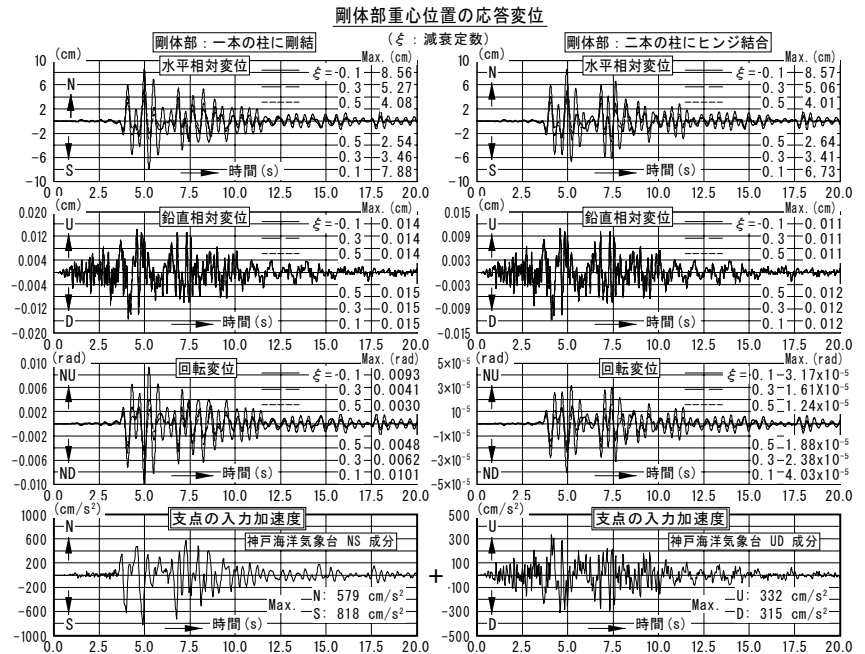


図2 剛体部重心位置の応答変位

5. 柱の軸力と柱端部の曲げモーメント

柱の軸力と曲げモーメントの時間的な変化を図示したものが, 図3である. 最大値を図中に記入した.

2本の柱で支持されるモデル2の場合の, 柱の軸力に及ぼされる回転慣性の影響, 解析による事前評価に際しての, 的確な減衰特性の設定の重要性など, 解析結果から多くのことを読み取ることができる. 特に, 5秒付近で, 柱下端部に, 南側(S)が引張(+)となる非常に大きな曲げモーメントが生じることが読み取れる.

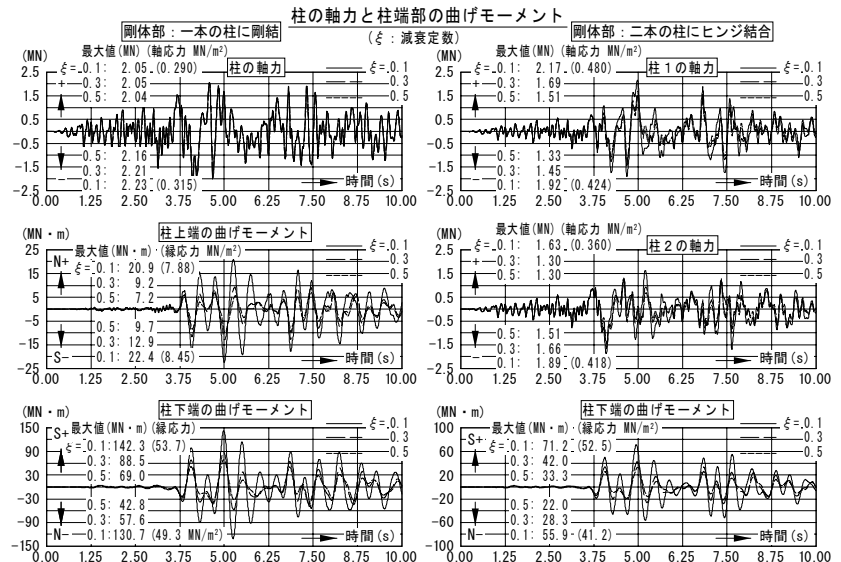


図3 柱の軸力と柱端部の曲げモーメント

6. おわりに

以上に, 橋構造を単純な系にモデル化し, これを対象として地震時の動的性状について検討を行った. 橋桁部に相当する剛体部領域の設定など, モデル化の過程には検討の余地が多く残っており, 得られた結果の数値そのものは参考程度のものであることを, 付記する.