

5. 2方向地震動を受ける構造物の応答性状に関する検討

5.1 2方向地震動が作用する単柱式RC橋脚の弾塑性地震応答解析法

5.1.1 はじめに

ここでは、単柱式鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚）が2方向地震動を受ける場合について、弾塑性地震応答性状を検討するための剛体ばねモデルを用いた数値解析法の概要を紹介する。この解析法は、2方向地震動を受ける鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析に際して構築した方法 [5.1.1] をRC橋脚用に修正したものである。また、その手法を用いて、水平2方向地震動を受ける鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性地震応答解析例を示し、1方向地震動のみを受ける場合の地震応答性状と2方向地震動を受ける場合の地震応答性状の差異を明らかにしている。

5.1.2 解析モデルと解析方法

ここでは、図 5.1.1 に示すような単柱式RC橋脚の柱部材を、剛体とそれぞれを結合する長さや質量の無視できるばねからなる剛体ばねモデルにモデル化している。各剛体の自由度は、その重心位置における軸方向変位、水平2方向変位、水平2方向軸回りの回転と軸方向回りの回転の6自由度である。

剛体ばねモデルにモデル化した単柱式RC橋脚の柱部材から、図 5.1.2 に示すような、隣接する2つの剛体 (i) と ($i+1$) のそれぞれ半分と、その間の円で表されたばね要素 [i] を考える。1つのばね要素 [i] には、図 5.1.3 に示すように断面を分割した各分割断面の重心位置に軸ばねを設置し、 y 、 z 方向のせん断ばねおよびねじり回転ばねを断面の重心位置に設置する。分割断面要素 (j, k) における軸ばねのばね定数を k_{aijk} 、 y 方向せん断ばねのばね定数を k_{syi} 、 z 方向せん断ばねのばね定数を k_{szi} 、ねじり回転ばねのばね定数を k_{ri} とする。ここに、各ばね定数の添え字の内 a, s, r はそれぞれ軸ばね、せん断ばね、ねじり回転ばねを表し、 i はばね要素の要素番号である。せん断ばね定数の y, z は y 方向および z 方向のせん断ばね定数であることを示す。また、 $j = 1, \dots, n$ 、 $k = 1, \dots, n$ である。

ここで用いる剛体ばねモデルの要素の接線剛性マトリックスを求めるに際して、まず、それぞれのばね定数は、その要素において蓄えられるひずみエネルギーが、着目している2つの剛体の半分の長さ $(l_i + l_{i+1})/2$ に対応する連続体のひずみエネルギーと等しくなる条件より以下のように決定される。

$$k_{aijk} = \frac{2EA_{jk}}{l_{i+1} + l_i}, \quad k_{syi} = \frac{2GA_y}{l_{i+1} + l_i}, \quad k_{szi} = \frac{2GA_z}{l_{i+1} + l_i}, \quad k_{ri} = \frac{2GJ}{l_{i+1} + l_i} \quad \dots (5.1.1)$$

ここに、 A_{jk} 、 A_y 、 A_z は、各軸ばねに関係する分割された断面積、 y 方向せん断ばねに関係する断面積、 z 方向せん断ばねに関係する断面積である。また、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 J はコンクリート断面のみのねじり定数である。

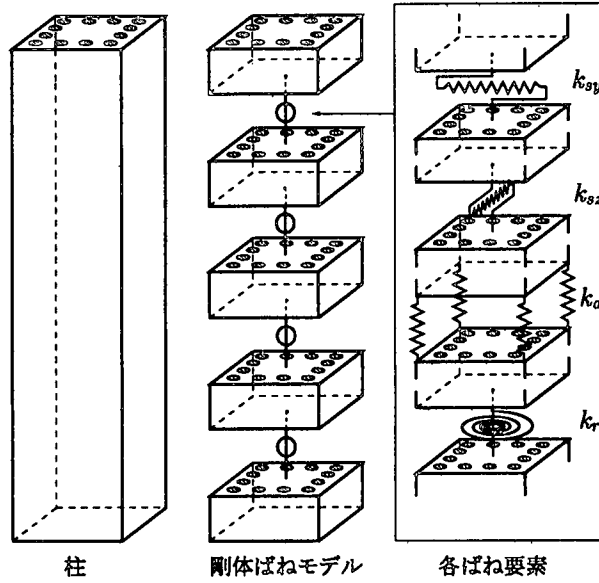


図 5.1.1 剛体ばねモデルによる橋脚のモデル化

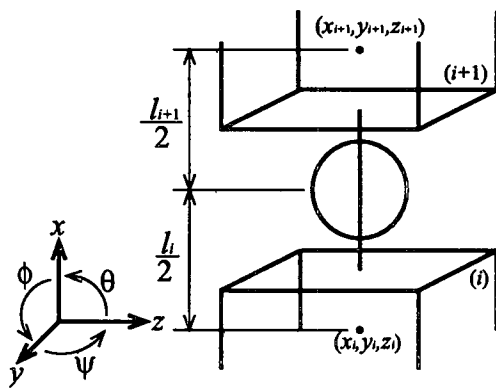


図 5.1.2 剛体とばね要素

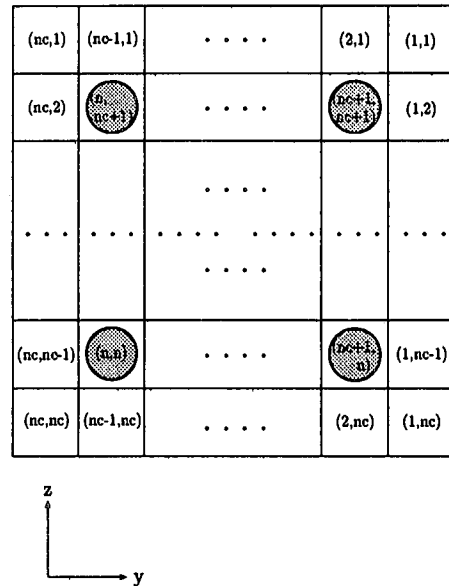


図 5.1.3 断面の分割状況

以上の準備に基づき、剛体ばねモデルのひずみエネルギー式にカステリアノの定理を適用すると、ばね要素 [i] の両側の剛体 (i), (i + 1) の重心点における節点力ベクトル

$$\mathbf{R}_e^t \equiv \{X_i, Y_i, Z_i, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi}, X_{i+1}, Y_{i+1}, Z_{i+1}, M_{xi+1}, M_{yi+1}, M_{zi+1}\}^T \dots\dots\dots (5.1.2)$$

とばね要素 [i] の両側の剛体 (i), (i + 1) の重心点の変位を成分とする変位ベクトル

$$\mathbf{u}_e^t \equiv \{u_i, v_i, w_i, \psi_i, \theta_i, \phi_i, u_{i+1}, v_{i+1}, w_{i+1}, \psi_{i+1}, \theta_{i+1}, \phi_{i+1}\}^T \dots\dots\dots (5.1.3)$$

の間の関係を表す要素剛性マトリックス \mathbf{K}_e^t が得られる。その (s, t) 成分を $K_{s,t}$ とし、 \mathbf{K}_e^t の零でない上三角項のみを示すと以下のようなになる。

$$\begin{aligned}
K_{1,1} &= k_a, & K_{1,5} &= k_a d_k, & K_{1,6} &= -k_a b_j, & K_{1,7} &= -K_{1,1}, & K_{1,11} &= -K_{1,5}, \\
K_{1,12} &= -K_{1,6}, & K_{2,2} &= k_{sy}, & K_{2,6} &= k_{sy} l_i / 2, & K_{2,8} &= -K_{2,2}, & K_{2,12} &= k_{sy} l_{i+1} / 2, \\
K_{3,3} &= k_{sz}, & K_{3,5} &= -k_{sz} l_i / 2, & K_{3,9} &= -K_{3,3}, & K_{3,11} &= -k_{sz} l_{i+1} / 2, & K_{4,4} &= k_r, \\
K_{4,10} &= -K_{4,4}, & K_{5,5} &= k_a d_k^2 + k_{sz} l_i^2 / 4, & K_{5,6} &= -k_a b_j d_k, & K_{5,7} &= -K_{1,5}, \\
K_{5,9} &= -K_{3,5}, & K_{5,11} &= -k_a d_k^2 + k_{sz} l_i l_{i+1} / 4, & K_{5,12} &= -K_{5,6}, \\
K_{6,6} &= k_a b_j^2 + k_{sy} l_i^2 / 4, & K_{6,7} &= -K_{1,6}, & K_{6,8} &= -k_{sy} l_i / 2, & K_{6,11} &= -K_{5,6}, \\
K_{6,12} &= -k_a b_j^2 + k_{sy} l_i l_{i+1} / 4, & K_{7,7} &= K_{1,1}, & K_{7,11} &= K_{1,5}, & K_{7,12} &= K_{1,6}, \\
K_{8,8} &= K_{2,2}, & K_{8,12} &= -k_{sy} l_{i+1} / 2, & K_{9,9} &= K_{3,3}, & K_{9,11} &= k_{sz} l_{i+1} / 2, \\
K_{10,10} &= K_{4,4}, & K_{11,11} &= k_a d_k^2 + k_{sz} l_{i+1}^2 / 4, & K_{11,12} &= K_{5,6}, \\
K_{12,12} &= k_a b_j^2 + k_{sy} l_{i+1}^2 / 4 \dots\dots\dots (5.1.4)
\end{aligned}$$

ただし、 k_a, k_{sy}, k_{sz}, k_r は以下の通りである。

$$k_a = \sum_j \sum_k k_{aijk}, \quad k_{sy} = k_{syi}, \quad k_{sz} = k_{szi}, \quad k_r = k_{ri} \dots\dots\dots (5.1.5)$$

一方、剛体ばねモデルでは、図 5.1.1 のように部材を幾つかの剛体に分割してモデル化することから、1つの要素の質量マトリックスには集中質量マトリックスの考え方をを用いることができる。つまり、 x, y, z 方向については、質量マトリックスの対角項に剛体の並進運動質量 m_i の 1/2 を配置し、回転方向には、1つの剛体の回転慣性 $m_{\phi xi}, m_{\phi yi}, m_{\phi zi}$ の 1/2 を対角項に配置して、他の成分はすべて 0 とすればよい。つまり、要素の質量マトリックス M_e の 0 でない、対角成分 $M_{s,s}$ を示せば、

$$\begin{aligned}
M_{1,1} &= m_i / 2, & M_{2,2} &= m_i / 2, & M_{3,3} &= m_i / 2, & M_{4,4} &= m_{\phi xi} / 2, & M_{5,5} &= m_{\phi yi} / 2, \\
M_{6,6} &= m_{\phi zi} / 2, & M_{7,7} &= m_{i+1} / 2, & M_{8,8} &= m_{i+1} / 2, & M_{9,9} &= m_{i+1} / 2, \\
M_{10,10} &= m_{\phi xi+1} / 2, & M_{11,11} &= m_{\phi yi+1} / 2, & M_{12,12} &= m_{\phi zi+1} / 2 \dots\dots\dots (5.1.6)
\end{aligned}$$

となる。ここに、1つの剛体の並進運動質量 m と回転慣性 $m_{\phi x}, m_{\phi y}, m_{\phi z}$ は次式で表される。

$$\begin{aligned}
m &= \int_V \rho dV, & m_{\phi x} &= \int_V \rho (y^2 + z^2) dV \\
m_{\phi y} &= \int_V \rho (z^2 + x^2) dV, & m_{\phi z} &= \int_V \rho (x^2 + y^2) dV \dots\dots\dots (5.1.7)
\end{aligned}$$

なお、 V は 1つの剛体の体積であり、また、 ρ は断面を構成する軸方向鉄筋とコンクリートの換算単位体積質量である。ただし、上式においては要素番号の添字を省略している。

以上の準備に基づいて、RC 橋脚の弾塑性解析を実施する場合、軸ばねは鉄筋とコンクリートの直応力とひずみの関係に対応している。ここで対象とする RC 橋脚では、せん断応力が RC 橋脚の弾塑性挙動に及ぼす影響は小さいとして無視し、2軸曲げによる直応力のみが橋脚の弾塑性挙動に及ぼす影響を検討している。

そこで、コンクリートに対応する軸ばねには、図 5.1.4 に示すようなひずみ軟化を考慮した応力-ひずみ関係を軸方向鉄筋と帯鉄筋で囲まれたコアコンクリートに、図 5.1.5 に示すような関係をかぶりコンクリート部分に用いる [5.1.2), 5.1.3]。一方、鉄筋に対応する軸ばねには、一般的な移動硬化バイリニア型の応力-ひずみ関係を適用する。

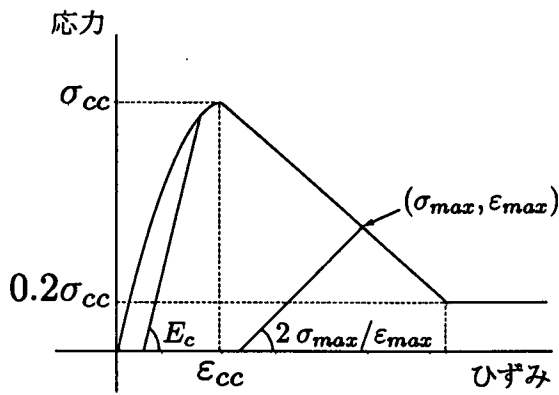


図 5.1.4 コアコンクリートの応力-ひずみ関係

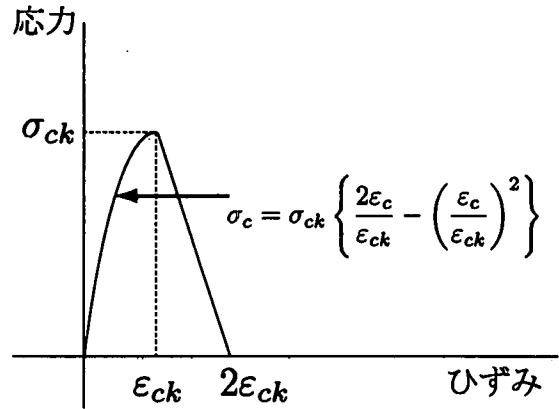


図 5.1.5 かぶりコンクリートの応力-ひずみ関係

以上の軸ばねの弾塑性復元力に対して、ある荷重段階の相対変位から各ばねの復元力が求められれば、ばね要素の内力は次式によって算定される。

$$\begin{aligned}
 N_i &= \sum_j \sum_k r_{ijk}, & Q_{yi} &= k_{s yi} \eta_{yi}, & Q_{zi} &= k_{s zi} \eta_{zi} \\
 M_{exi} &= k_{ri} \xi_i, & M_{eyi} &= \sum_j \sum_k r_{ijk} d_k, & M_{ezi} &= \sum_j \sum_k r_{ijk} b_j \dots\dots\dots (5.1.8)
 \end{aligned}$$

ここに、 N_i 、 Q_{yi} 、 Q_{zi} 、 M_{exi} 、 M_{eyi} 、 M_{ezi} は、それぞれ、ある荷重段階のばね要素の軸力、 y 方向せん断力、 z 方向せん断力、ねじりモーメント、 y 軸回りの曲げモーメント、 z 軸回りの曲げモーメントであり、 r_{ijk} は一本の軸ばねの復元力を表すものとしている。このようにばね要素の内力が求まれば、式(5.1.2)に示す復元力ベクトル \mathbf{R}_e^t の各成分は次式のように算定される。

$$\begin{aligned}
 X_i &= -X_{i+1} = N_i, & Y_i &= -Y_{i+1} = Q_{yi}, & Z_i &= -Z_{i+1} = Q_{zi}, \\
 M_{xi} &= -M_{xi+1} = M_{exi}, & M_{yi} &= M_{eyi} - Q_{zi} l_i / 2, & M_{yi+1} &= -M_{eyi} - Q_{zi} l_{i+1} / 2 \\
 M_{zi} &= -M_{ezi} + Q_{yi} l_i / 2, & M_{zi+1} &= M_{ezi} + Q_{yi} l_{i+1} / 2 \dots\dots\dots (5.1.9)
 \end{aligned}$$

このように求められたある荷重段階における要素の復元力ベクトルを全体系に組み込むことによって全体系の復元力ベクトル \mathbf{R}_e^t を求めることができる。したがって、一般的な非線形地震応答解析の手順に従って時刻歴応答を求めることができる。

5.1.3 解析結果

上述した解析手法による解析例として、ここでは、図5.1.6に示すような諸元の単柱式RC橋脚が2方向地震動を受ける場合の解析例を紹介している[5.1.4]。解析モデルの橋脚高さは7m、橋脚頂部には714tの上部構造質量とそれに対応する軸力を作用させている。軸方向鉄筋として、D51鉄筋を48本、コアコンクリートの応力-ひずみ関係に関連する帯鉄筋としてD25鉄筋を用いた。解析に際しての軸方向要素分割数は20、コンクリート断面の分割数は40×40であり、軸方向鉄筋は1分割断面とした。なお、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_c = 24\text{N/mm}^2$ 、鉄筋の降伏応力 $\sigma_{sy} = 345\text{N/mm}^2$ である。

時刻歴応答解析には、神戸海洋気象台記録NS成分およびEW成分の、時間刻み0.01秒の地震データをさらに直線近似により10分割した0.001秒刻みとして用いた。また、減衰としては、弾

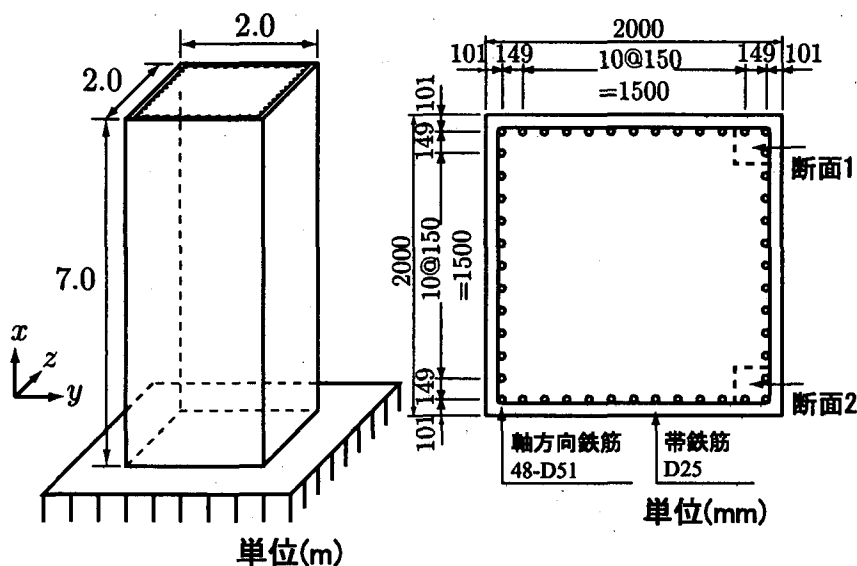


図 5.1.6 単柱式 RC 橋脚の解析モデル

性状態の1次固有振動モードに対して減衰定数2%の質量比例型減衰マトリックスを用いた。なお、弾性状態の1次固有振動数は0.33秒である。

ここでは、水平2方向地震動のうちNS成分、EW成分を、それぞれ図5.1.6のy方向、z方向に作用させた。なお、神戸海洋気象台記録では、EW成分よりもNS成分の方がやや大きい地震動となっている。図5.1.7は2方向地震動を受けた場合の橋脚頂部変位時刻歴を、それぞれ1方向にのみ地震動を作用させた場合の結果とともに示している。図中「2方向」とは2方向地震動を作用させた場合の結果であり、「y方向」、「z方向」とは、それぞれ対応する方向の地震動のみを作用させた場合の結果である。これらの図より、2方向地震動を作用させた場合と1方向地震動のみを作用させた場合ではもちろん時刻歴が異なる。ただし、2方向地震動を作用させた場合に必ずしも変位応答が大きくなっているわけではないことがわかる。

図5.1.8は、それぞれ橋脚基部のy方向およびz方向回りの曲げモーメントと曲率の関係を示している。これらの図より、1方向のみに地震動が作用した場合に比較して2方向地震動が作用した場合には、最大曲げモーメントの大きさが小さくなっていることがわかる。この理由を説明するために、図5.1.9には、橋脚基部の2方向曲げモーメントの相関曲線を示している。図中の実線が2方向地震動が作用する場合の関係であり、点線はそれぞれ1方向地震動のみが作用する場合のy方向、z方向曲げモーメントを合成して表したものである。また、黒丸は同じ大きさの軸力が作用する橋脚頂部に水平2方向力を作用させて求めた最大曲げモーメントの値をプロットしたものであり、いわゆる破壊曲面である。この図から、2方向地震動が作用すると1方向の最大曲げモーメントが他方向の曲げモーメントの影響により減少していることがわかる。このことは、図5.1.8に示す橋脚基部のy方向およびz方向回りの曲げモーメントと曲率の関係において、2方向地震動が作用した場合のほうが、最大曲げモーメントは減少していることを意味している。

一方、図5.1.10には、図5.1.6に示す断面1および断面2におけるコンクリートの応力-ひずみ関係を示している。点線で表しているy方向地震動のみが作用している結果はもちろん3つの図において同じ履歴曲線を描いている。しかし、実線で示す2方向地震動が作用する場合の結果は、断面2において最大ひずみが非常に大きくなり、断面1において最大ひずみが小さくなっており、

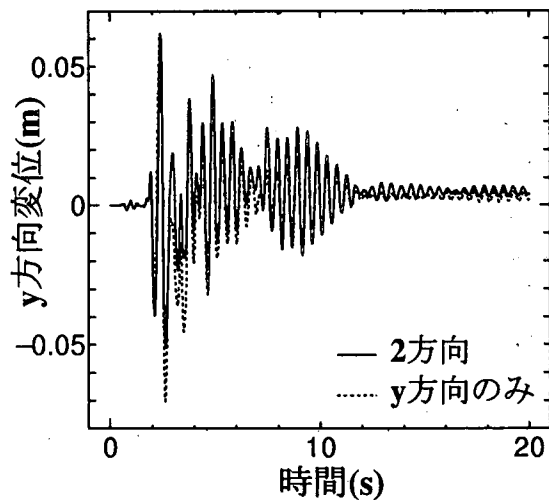


図 5.1.7-a y 方向変位

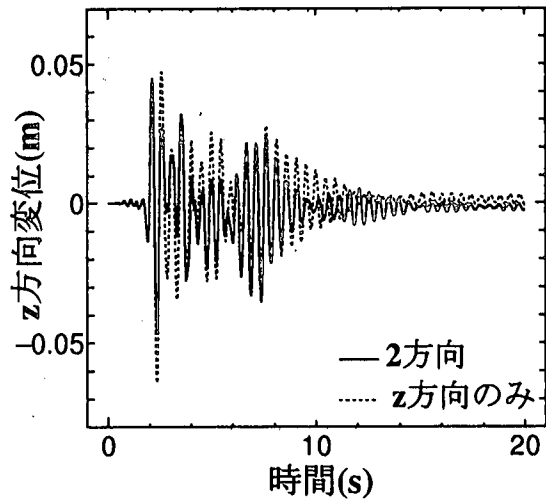


図 5.1.7-b z 方向変位

図 5.1.7 橋脚頂部の変位時刻歴

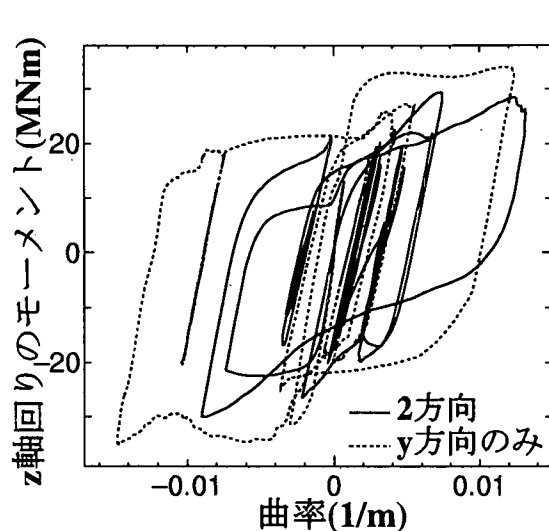


図 5.1.8-a z 軸回りの曲げモーメント-曲率関係

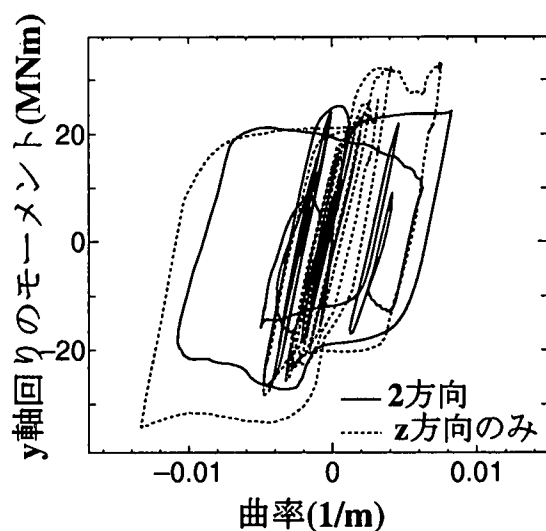


図 5.1.8-b y 軸回りの曲げモーメント-曲率関係

図 5.1.8 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係

2 方向地震動の影響が現れている。また、ここに示したコンクリートの応力-ひずみ曲線が、図 5.1.4 に示す設定したコアコンクリートの応力-ひずみ曲線を描いていることが確認できる。

5.1.4 まとめ

ここでは、単柱式鉄筋コンクリート橋脚が 2 方向地震動を受ける場合について、弾塑性地震応答性状を検討するための数値解析法の概要を示した。また、その手法を用いて、水平 2 方向地震動を受ける鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性地震応答解析例を示し、2 方向地震動を受ける場合の地震応答性状が 1 方向地震動のみを受ける場合の地震応答性状と大きく異なることを紹介した。

参考文献

- 5.1.1) 生出佳, 中島章典, 斉木功: 剛体ばねモデルを用いた橋脚の三次元弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.259-270, 2000.7.

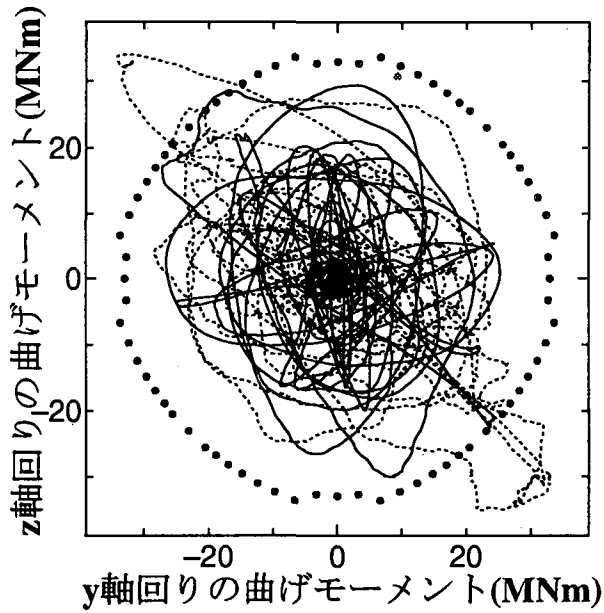


図 5.1.9 2方向曲げモーメントの相関曲線

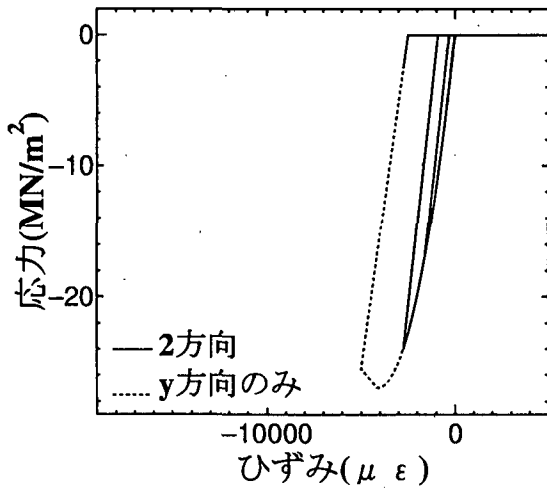


図 5.1.10-a 断面1の応力-ひずみ関係

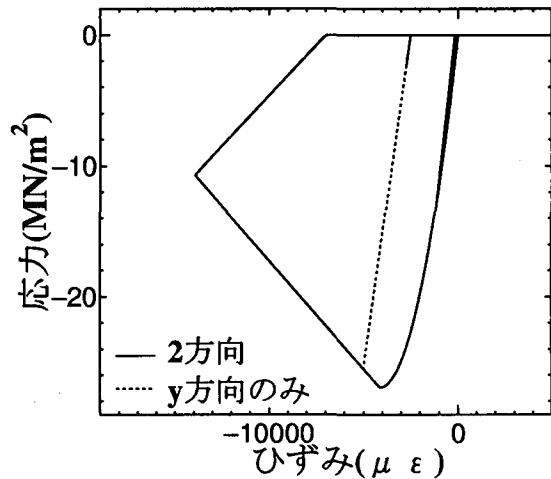


図 5.1.10-b 断面2の応力-ひずみ関係

図 5.1.10 コアコンクリートの応力-ひずみ関係

- 5.1.2) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集 No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.
- 5.1.3) 渡辺浩, 崎元達郎, 新田晃久, 大石研一郎: 繰り返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動と終局耐力に関する実験と解析, 構造工学論文集, Vol.43A, pp339-346, 1997.3.
- 5.1.4) 高橋雅裕, 矢部正明: 各国の耐震設計基準によって耐震設計されたRC橋脚のP- δ 効果の比較, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp349-356, 1999.12.

(中島章典)

5. 2 仮動的実験を用いた2方向地震力を受けるRC橋脚の弾塑性応答性状に関する研究

5.2.1 はじめに

地震力を受けるRC橋脚において外力が1方向から作用する場合に比べ、2方向から同時に作用する場合はその応答性状は、より厳しくなることが考えられる。現在の耐震設計においては構造物を各直交方向について独立に検討を行っているために、このような影響が考慮されていない。本報告では2方向外力の入力が可能である載荷実験システムを開発し、そのシステムを用いて、2方向外力を受けるRC橋脚の基本的な性質及びその弾塑性応答性状の概要について紹介する。

5.2.2 実験システムの概要

1) セットアップ方法

ここでは2方向地震力を同時に供試体に入力するために、載荷設備等の理由から2台の電気油圧式アクチュエーターを用いた載荷システムを開発した。両アクチュエーターは供試体の変形に常に追随し、かつアクチュエーター及び治具には軸力のみが作用するように、その両端はヒンジとした。このために両アクチュエーターは直交を保つことができないため、供試体に強制する変形量は各アクチュエーターの増分変形量に変換される必要がある。また計測される復元力も同様の理由で変換される必要がある。そのための変換式に関しては次節<2.2 制御システム>で詳しく解説する。また供試体断面の中心と両アクチュエーターの載荷点とが一致しない場合には供試体におじりのモーメントが発生する。これを防ぐために、供試体とアクチュエーターは供試体断面の中心から伸ばされたPC鋼棒にピロボール(ヒンジ)を介したうえで接続した。これにより供試体には純粋に曲げだけが作用する。また、アクチュエーターの自重による影響を除去するために水平方向のアクチュエーターは錘によりバランスをとった。これらのセットアップ状況を図5.2.1に示す。図5.2.1において供試体は紙面の鉛直方向裏側にPC鋼棒により設置されている。尚、このセットアップ方法においては供試体のねじれ方向の回転は自由となる。

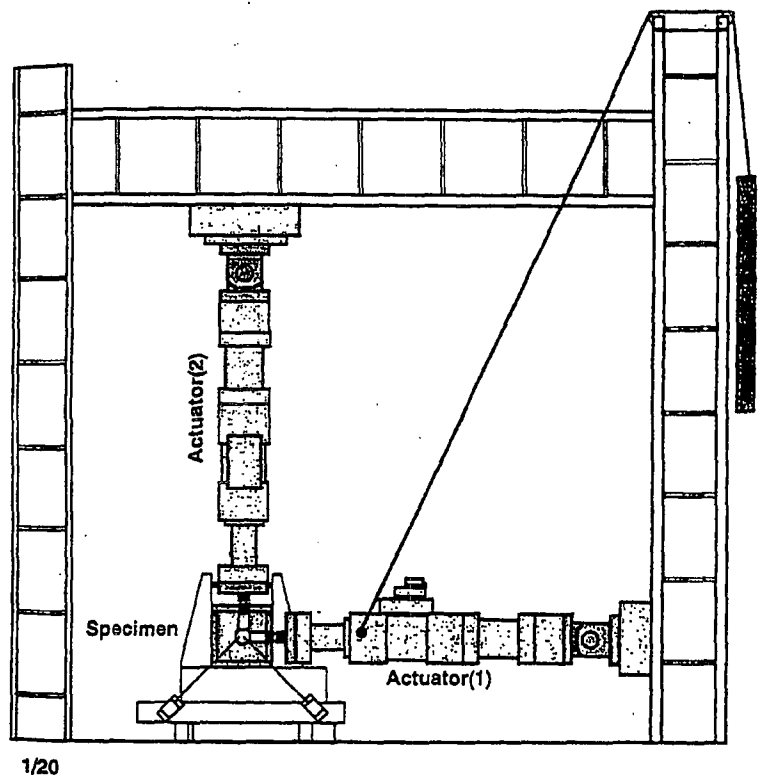


図 5.2.1 セットアップ状況

2) 制御システム

制御用コンピューター内で算出された供試体断面の目標座標 $\{x, y\}$ は、変換プログラム(5.2.1)により各アクチュエーターの増分変形量 $\{Lact(1), Lact(2)\}$ に変換され、D/A コンバータを通じてアクチュエーターへ送られる。また各アクチュエーターで計測された復元力 $\{load(1), load(2)\}$ は A/D コンバータを通じて制御用コンピューターへフィードバックされ、変換プログラム(5.2.2)により NS、EW 成分の復元力 $\{load(x), load(y)\}$ に変換される。以上の過程を 1 ステップとして実験は最終ステップまで自動的に継続される。D/A コンバータの最小分解能及びアクチュエーターの制御装置の性能から理論的に制御可能な最小変形量は 0.048mm である。また変換の概念図を図 5.2.2 に示す。

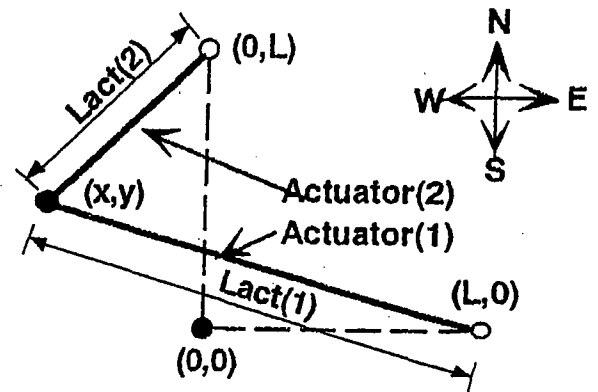


図 5.2.2 変換概念図

$$Lact(1) = \sqrt{(x-L)^2 + y^2} \quad (5.2.1)$$

$$Lact(2) = \sqrt{x^2 + (y-L)^2}$$

$$load(x) = load(1) * \frac{L-x}{\sqrt{(x-L)^2 + y^2}} + load(2) * \frac{0-x}{\sqrt{x^2 + (y-L)^2}} \quad (5.2.2)$$

$$load(y) = load(1) * \frac{0-y}{\sqrt{(x-L)^2 + y^2}} + load(2) * \frac{L-y}{\sqrt{x^2 + (y-L)^2}}$$

5.2.3 実験概要

1) 供試体

2 方向外力が問題となる RC 橋脚の断面性状として正方形または円形が考えられる。ここでは供試体の性状は全て図 5.2.3 のような正方形断面とし、強軸弱軸のない形状及び諸元とした。供試体は反力床との固定用のフーチング部分、RC 橋脚を模した部分、PC 鋼棒緊結用のプレートを接続するためのヘッド部分で構成される。供試体は水平方向に設置され、フーチング部分を反力床に緊結し、両アクチュエーターと接続し PC 鋼棒緊結用プレートとヘッド部分とを緊結した。供試体は 1 方向仮動的実験用に 2 体(PDU-1,2)、2 方向仮動的実験用に 3 体(PDB-1,2,3)の計 5 体を作製した。PDU-1 には地震波の NS 成分を、PDU-2 には EW 成分を、PDB-1 には地震波の NS、EW 成分を同時に入力し、耐震性能及び崩壊性状の比較を行い、PDU-2 と PDU-3 においては共に入力地震波を同一とし、靱性能の違いによる弾塑性応答性状の比較を行った。各試験体の諸元、入力条件を表 5.2.1 に示す。また使用したコンクリート及び鉄筋の力学的性質を表 5.2.2 に示す。

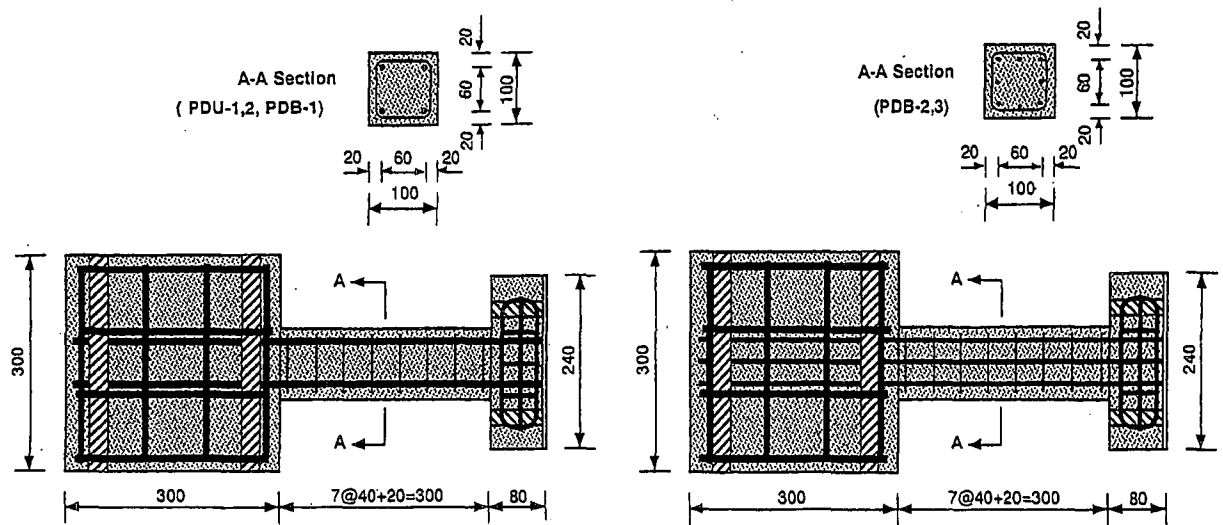


図 5.2.3 供試体の形状寸法

表 5.2.1 供試体諸元

供試体	入力成分 El-Centro	最大加速度 (gal)	主鉄筋	帯鉄筋
PDU-1	NS	620	D10-4	D3-@4
PDU-2	EW	557	D10-4	D3-@4
PDB-1	NS & EW	620&432	D10-4	D3-@4
PDB-2	NS & EW	800&557	D6-8	D3-@4
PDB-3	NS & EW	800&557	D6-8	D3-@15

表 5.2.1 使用材料の力学的性質

コンクリート強度(MPa)		36.7
鉄筋引張 強度 (MPa)	D10	386.1
	D6	476.6
	D3	249.0

2) 2方向地震波を入力した仮動的実験

実験試験体は独立柱式 RC 橋脚を模したもので、1 質点系としてモデル化した。上載荷重としての質量は実構造物に生じる軸応力の大きさと等しくなるように 9800N と仮定した。実験の手順を以下に示す。(1)各方向の入力地震波を供試体から計測された復元力とを読み込む。(2)各方向の予測子変位を算出し、それらを目標座標に変換し、供試体に強制する。(3)各アクチュエーターより復元力を計測後、各方向成分に変換し運動方程式に取り込む。(4)数値積分を行い、修正子変位、及びその他の応答値を求める。このような手順を地震波終了まで繰り返す。この実験手法により同時に 2 方向からの地震力を受ける RC 橋脚の応答を再現することが可能となる。ま

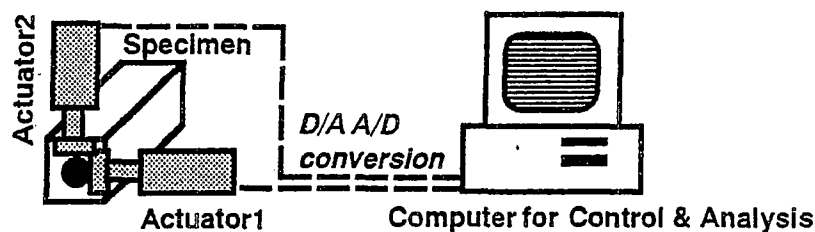


図 5.2.4 実験概念図

た 1 方向仮動的実験を行う際は地震波を入力しない方向の加速度を全ステップにわたって 0.0 とし，目標座標のその方向成分も全ステップにわたって 0.0 とした．地震波にはエルセントロ波の NS, EW 成分を使用し，その最大加速度を拡大して用いた．時刻は時間軸を供試体の縮尺率から相似則を用いて 1/3 に圧縮し， $\Delta t=0.0033$ 秒とした．地震継続時間は 6.66 秒となる．また地震応答解析に用いる数値積分法にはオペレータ・スプリッティング法を用いた．この積分法により，従来の数値積分法と比較して，アルゴリズムが非常に簡単であり，かつ積分条件が大幅に緩和される．また減衰率は部材の降伏前を 2.0% とし，降伏後を 0.0% とした．仮動的実験の概念図を図 5.2.4 に，実験の流れを図 5.2.5 に示す．

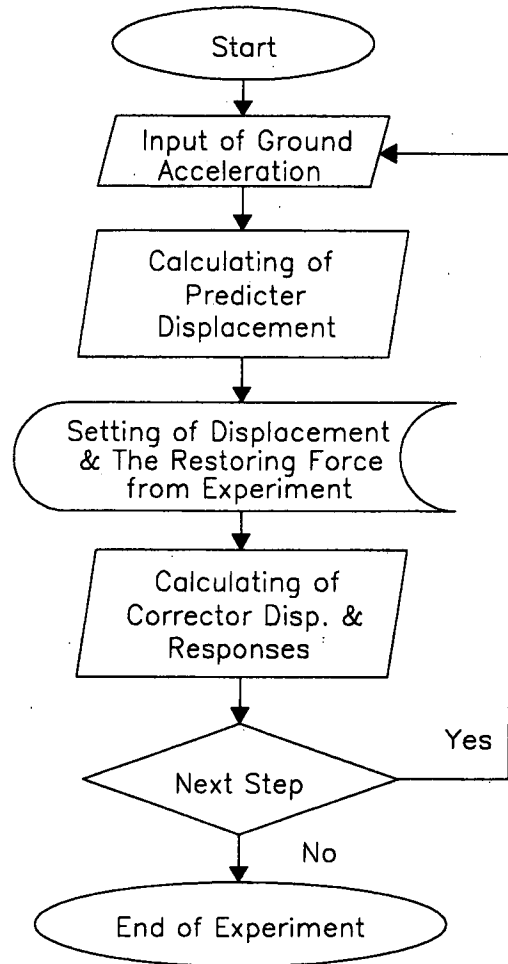


図 5.2.5 実験の流れ

5.2.4 実験結果

図 5.2.6 に実験から得られた PDU-1(1 方向, NS620gal) の履歴曲線を示す．試験体は S 側で約 0.7 秒時に降伏し，それ以降は応答が S 側に片寄った形になっている．応答塑性率は S 側で約 4.5 であった．また，履歴曲線より，耐力低下には至っていないことが確認できる．

図 5.2.7(a)と図 5.2.7(b)に PDB-1(2 方向, NS620, EW432gal)で得られた NS 方向と EW 方向の履歴曲線を，図 5.2.7(c)に変形量の軌跡を示す．NS 方向では S 側において約 0.6 秒時に降伏しその後の応答は S 方向へ片寄った結果となった．また降伏時の回転角及びモーメントは 0.18rad, 4.66kN-m であり応答塑性率は 4.7 であり，PDU-1 同様耐力低下に至っていない．PDU-1 と比較すると，降伏時の回転角は 106%，モーメントは 78% であった．また履歴曲線において，ループに丸みを帯びているのはある一方向において変形が小さいときにその直交方向で載荷または除荷が行われたときに耐力が低下する 2 軸相互作用の影響で

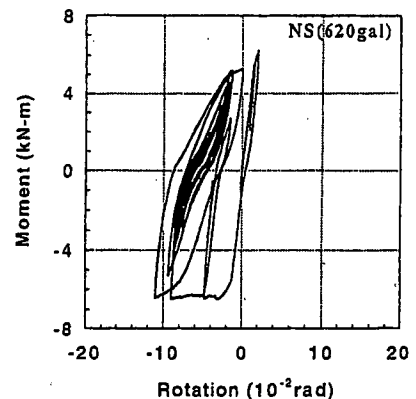


図 5.2.6 履歴曲線(PDU-1)

ある。次に EW 方向では降伏時の回転角及びモーメントは 0.13rad, 3.35kN-m であった。応答塑性率は約 2.0 であり, EW 方向においても耐力低下には至っていない。また NS 成分と同様に 2 軸相互作用の影響でループに丸みを帯びていることが確認できる。

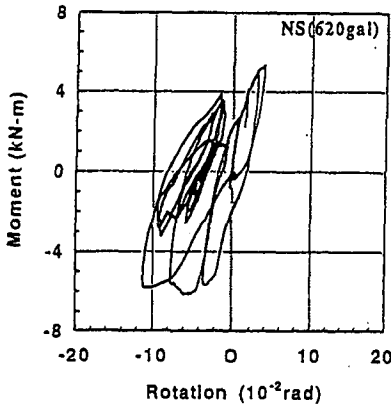


図 5.2.7(a) 履歴曲線(PDB-1)

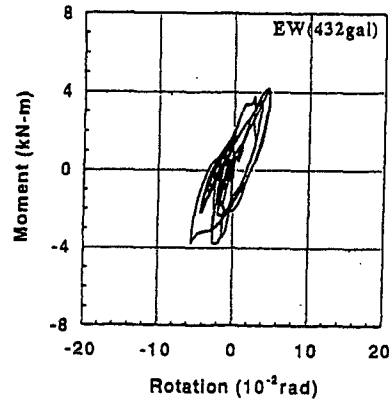


図 5.2.7(b) 履歴曲線(PDB-1)

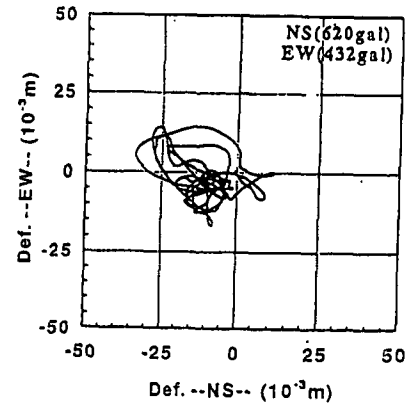


図 5.2.7(c) 軌跡(PDB-1)

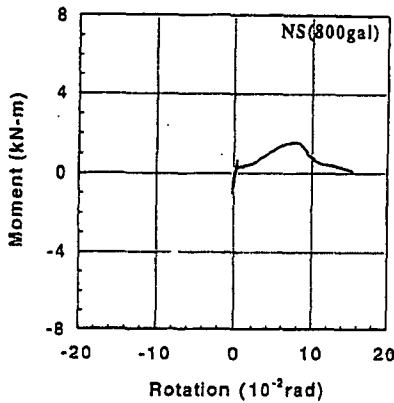


図 5.2.8(a) 履歴曲線(PDB-1)

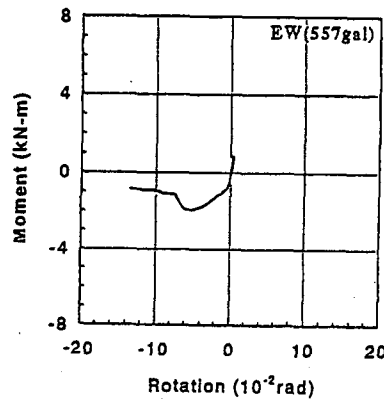


図 5.2.8(b) 履歴曲線(PDB-1)

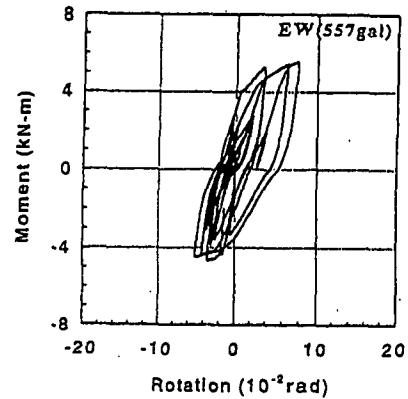


図 5.2.9 履歴曲線(PDU-2)

次に 1 方向と 2 方向の地震入力が破壊性状に及ぼす影響を比較するために, 同じ供試体を用いて, PDU-1 に NS 成分 800gal を PDB-1 に NS 成分 800gal, EW 成分 557gal を入力した。PDB-1 の履歴曲線を図 5.2.8(a),(b)にそれぞれ示す。その結果 PDB-1 では 0.5 秒程度まで履歴を描いた後, NS 方向において N 側に EW 方向では W 側に応答が一気に進み, 供試体としては, SE 方向へ変形し崩壊に至った。PDU-1 の 2 回目の実験においては耐力低下は見られなかった。このため 2 方向外力を受ける試験体においてのみ崩壊が見られ, その終局破壊性状はより著しくなることが明らかとなった。

1 方向 EW 成分を入力した PDU-2 より得られた履歴曲線を図 5.2.9 に示す。降伏回転角及びモーメントは 0.265rad, 4.56kN-m であり PDB-1 の EW 成分と比較して 204%、136%であり NS 成分以上に降伏点の差が見られる。最大耐力においても PDB-1EW 成分と比較し約 131%となりその差は大きくなっている。この理由は PDB-1 においては EW 方向の応答変形量以上に NS 方向の応答変形量が大きく, それによる 2 軸相互作用により EW 方向における降伏点及び最大耐力の低下が大きかったと考えられる。表 5.2.3 に各試験体の最大回転角及びモーメントを示す。

次にせん断補強筋量を変えることによって, 靱性能を変化させた供試体(PDB-2,3)を用いて, 応答性状の比較を行った。靱性能が高い PDB-2 の履歴曲線を図 5.2.10(a), (b)に, 変位の軌跡を(c)に, また靱性能の低い PDB-3 の履歴曲線を図 5.2.11(a), (b)に変位の軌跡を(c)にそれぞれ

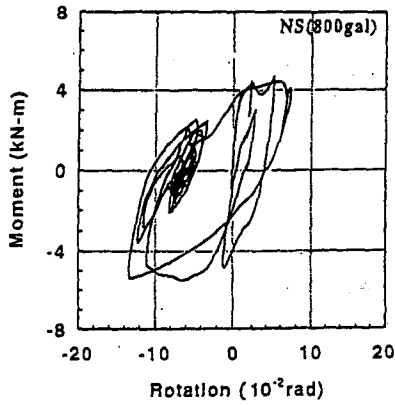


図 5.2.10(a) 履歴曲線(PDB-2)

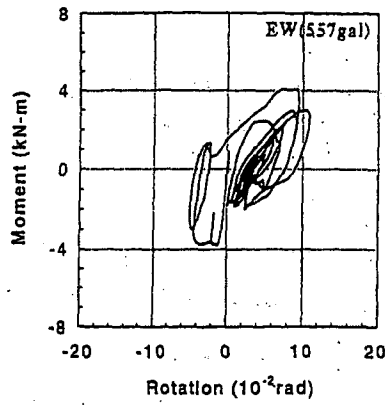


図 5.2.10(b) 履歴曲線(PDB-2)

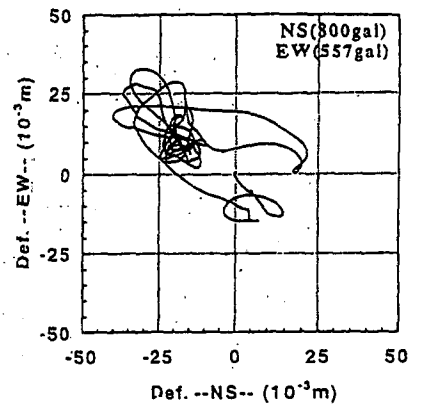


図 5.2.10(c) 軌跡(PDB-2)

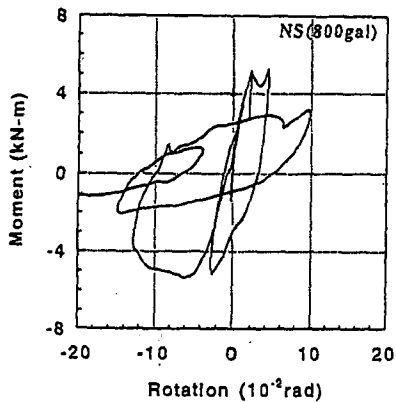


図 5.2.11(a) 履歴曲線(PDB-3)

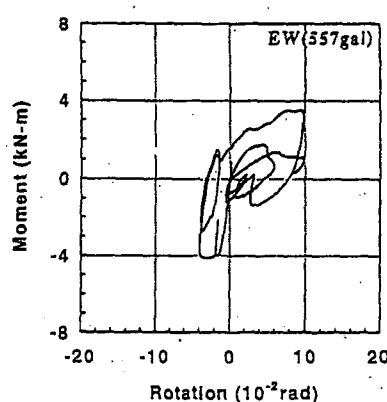


図 5.2.11(b) 履歴曲線(PDB-3)

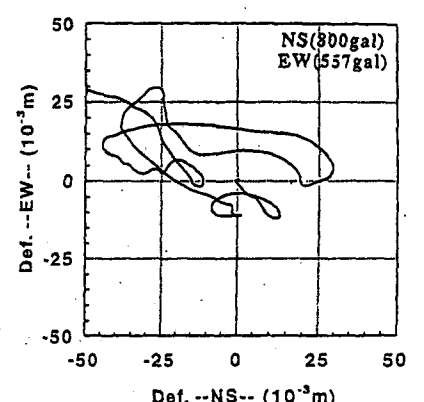


図 5.2.11(c) 軌跡(PDB-3)

示す。PDB-2 は EW 方向において約 1.5 秒時に耐力が低下しており、崩壊に至っているが、NS 方向においては全ステップにわたって、耐力低下は生じていない。また PDB-3 においては NS 方向では約 1 秒時に S 側で耐力が低下し、その後約 1.5 秒時に N 側でも耐力が低下した。また約 2.4 秒以降に S 側へ一気に応答が進み D/A コンバーターの限界変形量を超えたためにプログラムが停止した。EW 方向では約 3 秒時に耐力が低下した。それぞれの供試体における靱性率を比較してみると、終局時を耐力が最大耐力の 80% まで低下し時と定義すると、PDB-2 の NS 方向側では終局をしていないので靱性率を求めることはできないが、応答塑性率にして約 7 程度であるのに対して PDB-3 の NS 方向の N 側においては靱性は約 4.7 であった。またそれぞれの EW 側における応答塑性率に大きな違いは見られないが耐力低下の度合いは PDB-2 に較べて PDB-3 は非常に急激であることがわかる。これは PDB-3 では NS 方向の変形が急激に進んだために EW 方向の耐力が低下したためであり、2 軸相互作用による耐力の低下が原因であると考えられる。各供試体の最大回転角及びモーメントを表 5.2.3 に示す。なお、表中の第 3、及び 6 項目の最大値はステップ毎の各方向成分値の 2 乗和を平方根化したものの最大値である。尚、部材の降状は剛性が変化したところとした。

表 5.2.3 最大回転角、モーメント

供試体	最大回転角 (NS) rad	最大回転角 (EW) rad	最大回転角 rad	最大モーメント (NS) kN-m	最大モーメント (EW) kN-m	最大モーメント kN-m
PDU-1	0.11		0.11	6.52		6.52
PDU-2		0.077	0.077		5.55	5.55
PDB-1	0.112	0.0554	0.114	6.18	4.21	6.90
PDB-2	0.134	0.109	0.153	5.49	4.07	5.75
PDB-3	0.204	0.099	0.221	5.37	4.10	6.41

5.2.5 まとめ

本報告は 2 方向地震を同時に入力できる仮動的実験システムを開発し、そのシステムを用いて 2 方向地震力を受ける RC 部材の応答性状を明らかにするための実験検討を紹介した。これらをまとめると以下のようなになる。

- (1) 2 方向からの地震力が RC 部材に作用する場合、ある一方の変形が大きい場合、2 軸相互作用によりその直交方向に大きな耐力低下がみられ、この影響を耐震設計で考慮する必要がある。
- (2) 2 方向からの地震力が RC 部材に作用する場合、部材の特性のモデル化が難しいため、仮動的実験のような復元力モデルを必要としない実験方法は有効であるといえる。

参考文献

- 5.2.1) 貞末・睦好・Tanzo・町田：サブストラクチャー仮動的実験による RC2 層ラーメン橋脚の地震時弾塑性応答、日本コンクリート工学協会第 15 巻第 2 号、pp1119-1124、1993
- 5.2.2) 岡田・関・朴・岡田：2 方向地震入力に対する鉄筋コンクリート建物の応答(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977.10

(睦好宏史)

5.3 2方向免震を考えた高架橋システムの弾塑性地震応答性状

5.3.1 はじめに

現在の高架道路橋の動的解析では、橋軸・橋軸直角方向別に応答を計算するのが一般的である。橋脚の設計を考えた場合には、各方向独立に解析を行って最大値で計算する方が、2方向同時入力に比べて方向別にはより大きな応答となることが予想されるので、一般には方向別に設計地震動を入れて検討することで安全側の設計が可能であると考えられている。しかしながら、橋梁システム全体の性能を考えた場合、方向別入力が必ずしも有利にならないことがある。特に、支承部分の挙動によって構造システムの挙動が大きく変わりえることや、上部構造の残留変位が地震後の走行性に影響を与えることを考えると、2方向入力を考えた橋梁の挙動を精緻にシミュレーションする必要がある。例えば、兵庫県南部地震の際の3径間連続高架橋では、固定支承下の橋脚の損傷が軽微となる、いわゆる「支承ヒューズ」的な挙動が見られたが、その挙動は、橋軸方向のみの解析では説明できない。この現象を再現するには、橋軸橋軸直角方向に支承が破損することで橋軸方向の慣性力伝達が失われるという2方向挙動を考える必要がある[5.3.1, 5.3.2]。また、免震橋においても、橋軸直角方向の移動制限装置との摩擦作用が橋軸方向の免震効果に及ぼす影響が無視できない場合があることが、実測記録から指摘されている[5.3.3]。理論的にも、支承の特性は、全体系の挙動に大きな影響を与えるにも関わらず[5.3.4]、従来の解析では、非常に簡略なモデルが用いられているのが現状である。また、より高度な性能表示設計にあたっては、構造物の地震後の耐荷力のみならず、走行性などの性能を含めて精密に予測する必要があるが、その場合は、むしろ橋脚よりも支承の損傷度が重要であることが指摘されている[5.3.5]。このように、システム挙動を正當に評価するためには、支承部分の挙動を高い精度で再現する必要がある。また、特に、免震時には、橋脚の応答は比較的軽微にとどまり、全体系の応答において支承の応答が卓越することが予想されることから、支承部分の応答予測の必要性はより一層高いと考えられる。

また、システム全体の応答特性の高精度予測や段差・遊間など桁間の損傷を予測するには、衝突の影響を定量的に取り入れることが重要である。これまでも、橋軸方向の解析であれば、衝突を模擬したバネを入れることで簡易に取り扱うことは行われてきている。しかし、実際の被災を見てみると、橋軸直角方向への桁の移動・衝突と、橋軸方向の桁の移動・衝突が連成して起こっている場合がある。例えば、橋軸直角方向への移動で落橋防止装置が破断した後に、橋軸方向への落橋が生じたと見える例などがある。したがって、衝突現象を含めた高精度予測には、3次元的な衝突モデルの開発が重要である。図5.3.1には筆者らが開発した3次元衝突モデルを示した。エキスパンション・ジョイントのモデルを組み込むには至っていないが、衝突実験の結果ともよく整合した精度の高いモデルとなっている[5.3.6]。

そこで、ここでは、免震橋を対象に、東京大学橋梁研究室において開発されている、橋梁の3次元の挙動の再現が可能なシミュレーションツールであるオブジェクト指向型動的解析ソフトウェアDABS (Dynamic Analysis for Bridge Structures) [5.3.7]に上記の衝突モデルを導入して、モデル高架橋を2方向免震化した場合について解析を行った結果について紹介する。

取り上げたモデル高架橋は、図5.3.2に示した3径間連続橋である。ここでは、基礎は固定とした。図で示した橋脚下端部分にバイリニアのファイバーモデルを用い、免震支承には11.5節に示す2方向履歴モデルを使用している[5.3.8]。

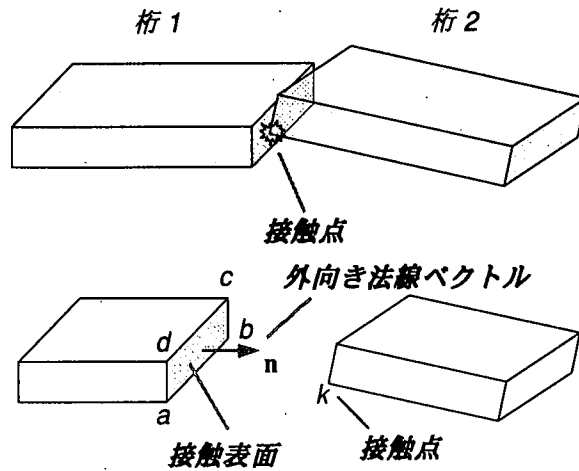


図 5.3.1 3次元衝突モデル

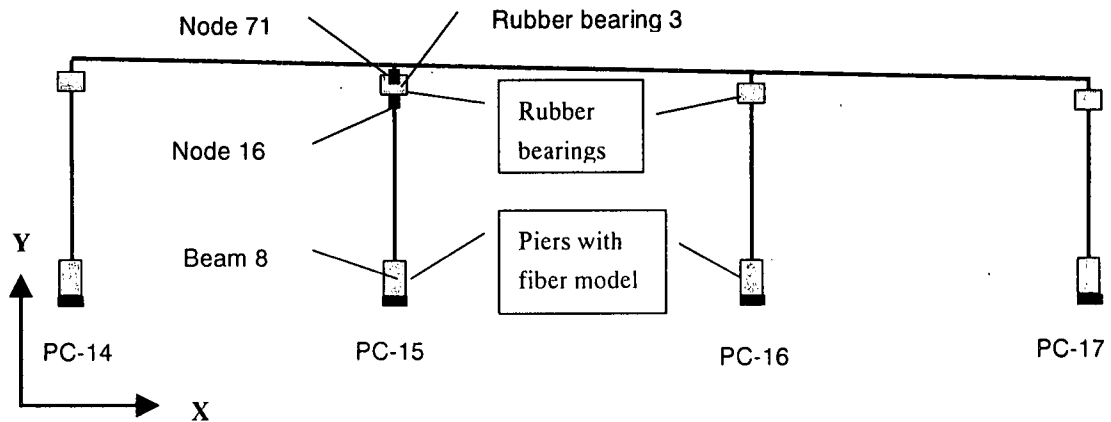


図 5.3.2 モデル橋概要

各支承線に付き、中間支点では 5000kN 高減衰ゴム支承を、端支点では 2500kN 高減衰ゴム支承をそれぞれ 2 基設置している。中間支点の各支承の寸法は 970x970 (mm)、ゴム総厚 $tr=26 \times 7=182$ (mm)、端支点については各支承の寸法は 870x620(mm)、ゴム総厚 $tr=17 \times 6=102$ (mm)である。また、ゴムのせん断弾性係数は $G=10\text{Mpa}$ とした。この場合の、モデルパラメータは

$$\begin{aligned}
 Y_0 &= 0.0368[\text{kN/cm}^2] \times A, & U_0 &= 0.0386[\text{strain}] \times tr, & \alpha_0 &= 0.44, & \beta &= 0.39, \\
 \gamma &= 8.00 \times 10^{-10}, & n &= 0.201, & p &= 4.91, & q &= 0.0168, \\
 k &= 0.0201[(\text{kN/cm}^2)/\text{strain}] \times A/tr, & \eta &= 16.2[(\text{kN/cm}^2/\text{sec})/\text{strain}] \times A/tr
 \end{aligned}$$

である。

モデル高架橋の本来の支持条件 (PC15,16 が固定、端支点は自由) の固有周期と、免震時の固有周期を比較したものが表 5.3.1 である。表中、モデル1が本来の支持条件、モデル2が免震時を表す。

表 5.3.1 固有周期

固有周期 (秒)	1次	2次	3次	4次	5次	6次
モデル1	1.28671	1.15105	0.904883	0.581401	0.490755	0.41425
モデル2	1.44861	1.24429	0.989134	0.581538	0.505465	0.414336

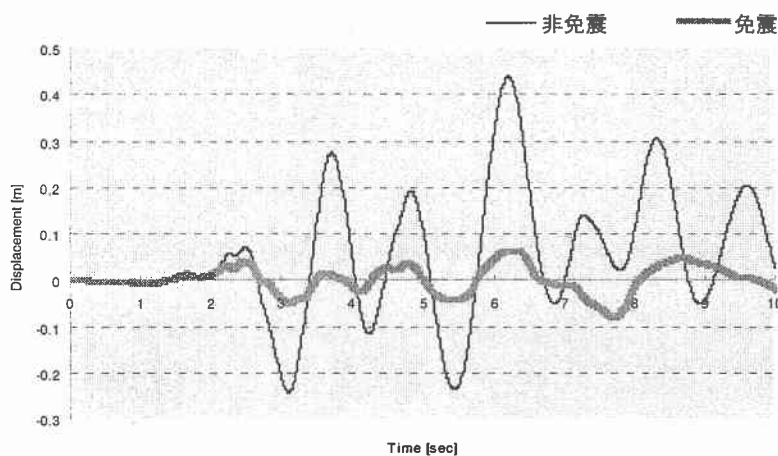


図 5.3.3. 橋脚上端変位（橋軸方向）

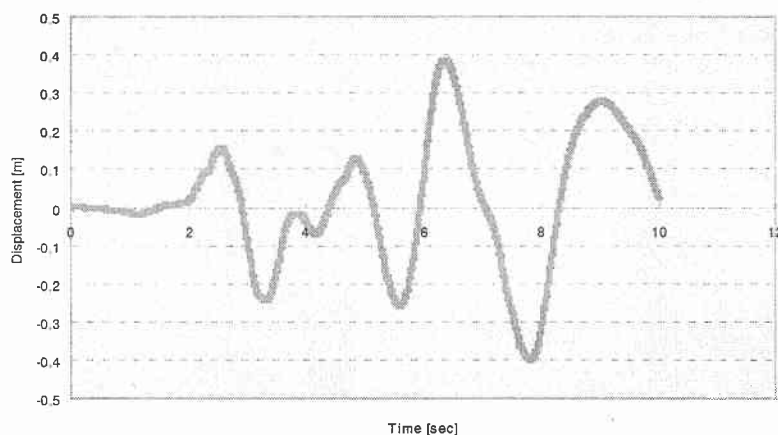


図 5.3.4. 免震時桁変位（橋軸方向）

5.3.2. 免震橋の3次元動的解析

前節に示したモデルの動的解析を、免震時と非免震時、ならびに1次元と3次元の相違を比較する目的で行った。入力地震波は、兵庫県南部地震鷹取波[5.3.9]の3成分、継続時間10秒であり、橋軸方向にEW成分、橋軸直角方向にNS成分を入力した。計算結果は、PC15の基部エレメント、ならびに支承部について示した。

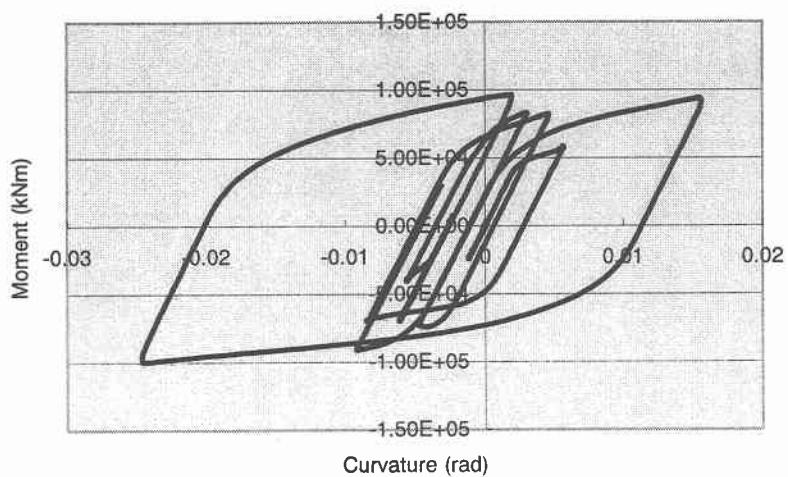


図 5.3.5 非免震時橋脚基部モーメント曲率関係（橋軸方向）

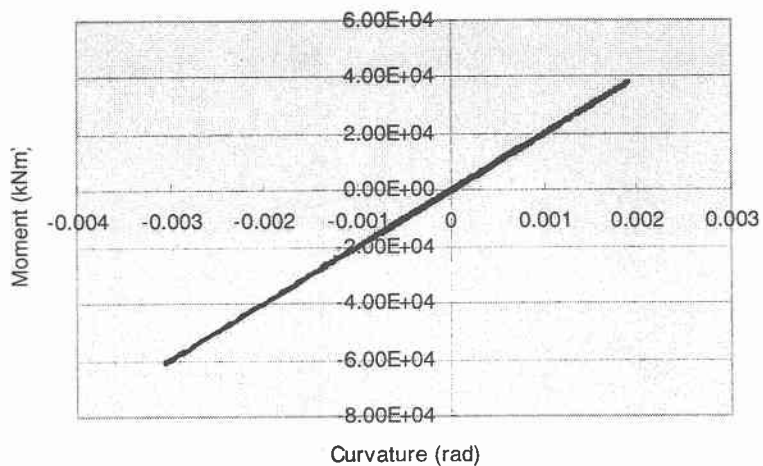


図 5.3.6 免震時橋脚基部モーメント曲率関係（橋軸方向）

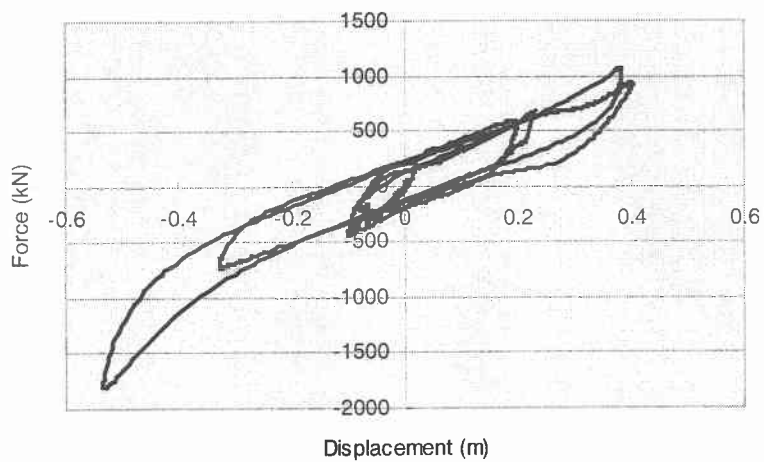


図 5.3.7 免震支承橋軸方向

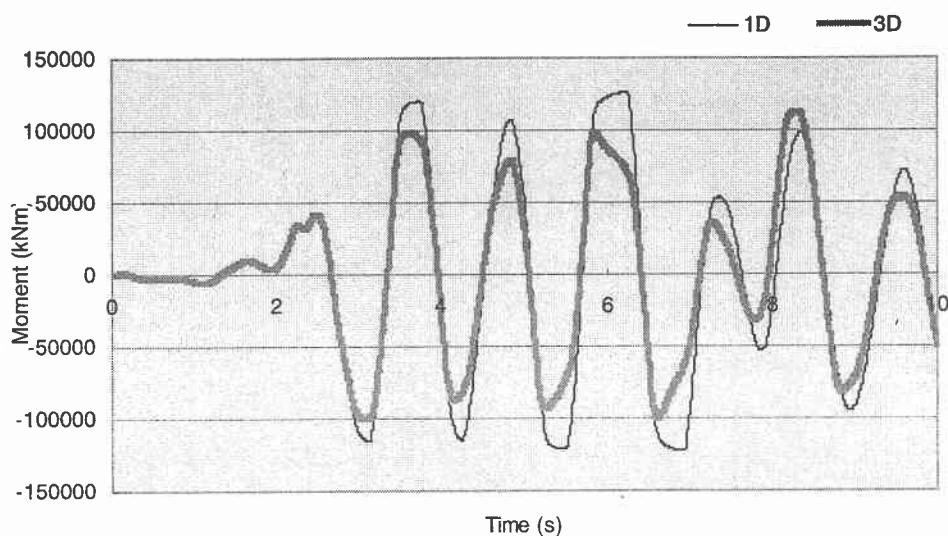


図 5.3.8 非免震時基部モーメントの時刻歴（橋軸方向）

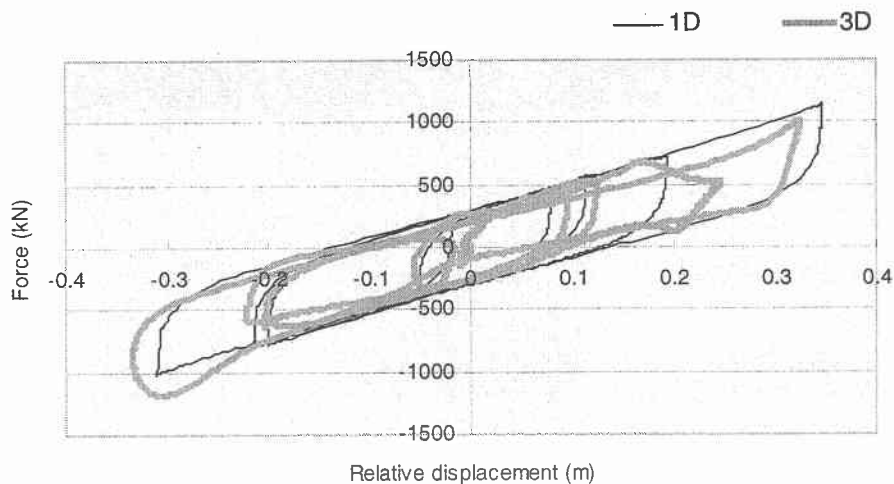
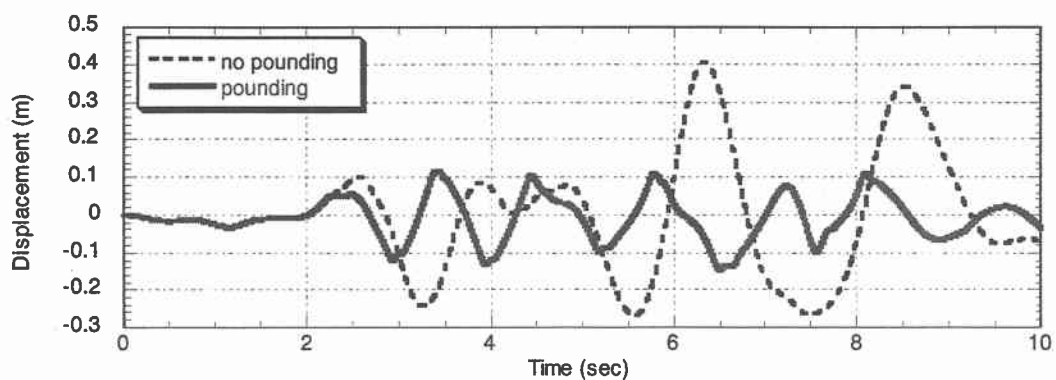


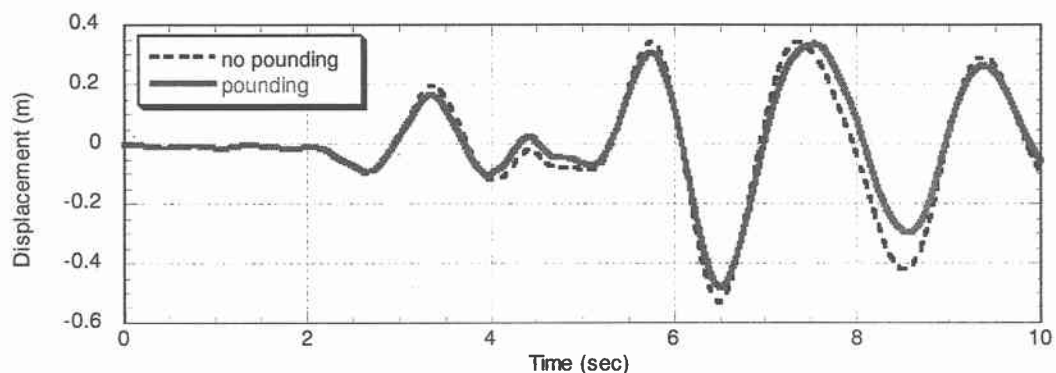
図 5.3.9 免震支承橋軸方向の履歴

図 5.3.3 に、非免震時、ならびに免震時の橋脚上端の変位応答を示す。これからわかるように、免震時には、橋脚の変位が大きく低減されており、免震効果が確認できる。一方、図 5.3.4 に示した免震支承の応答は、橋軸、橋軸両方向について 40cm を超えている。なお、計算は、実際には、橋軸・橋軸直角両方向にわたって行ったが、両方向で類似の傾向が見られたので、ここでは代表例として橋軸のみを示している。

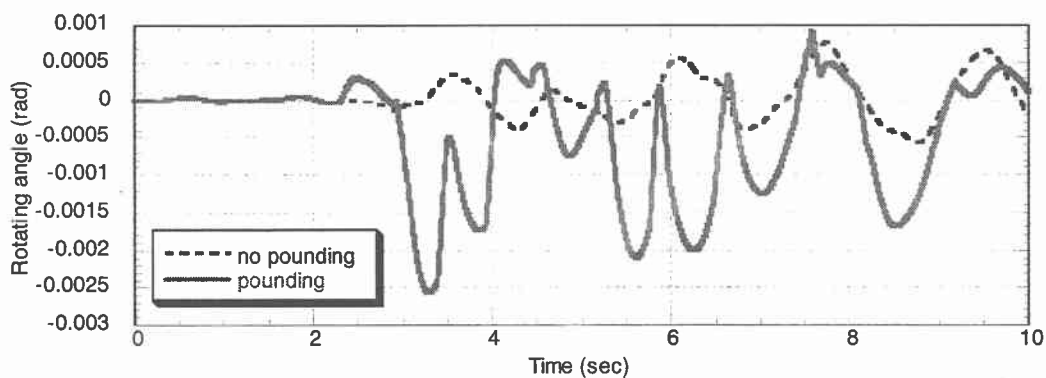
図 5.3.5 には、非免震時の橋脚基部のモーメント曲率関係を示したが、特に橋軸直角方向について、2 方向入力に伴う見かけ上の軟化が見られる。図 5.3.6 には、免震時の橋脚基部のモーメント曲率関係を示した。この場合は、橋脚が弾性域に留まっていることがわかる。図 5.3.7 には、その時の免震支承の履歴を示した。



(a) Longitudinal displacements



(b) Transversal displacements



(c) Rotating angles

図 5.3.10. 衝突を考慮した 3 次元解析結果（中央径間部）
 （点線：連続桁の場合，実線：単純桁で衝突を考慮する場合）

ついで、1次元解析と3次元解析の比較を行った。図 5.3.8 に示した非免震時の橋脚の応答には、非線形性の影響が強く現れるため、1次元解析と3次元解析の結果は大きく異なる。なお、免震時には、橋脚が弾性域にとどまっているため、大きな差は現れていない。図 5.3.9 に示した免震支承の応

答には、3次元性の影響が現れている。

さらに、衝突の影響を調べるため、図 5.3.2 の免震時の橋梁モデルの連続桁を分割して単純桁とし、桁間で衝突が起こるようにした仮想的モデルを作成して比較検討を行った。その結果を、径間中央部について示したものを図 5.3.10 に示す。図からわかるように、橋軸方向および、回転方向に顕著な差異が見られる。このことから、橋軸方向のみを考えた衝突モデルでは、現象の再現、さらに、落橋防止装置に加わる荷重の正確な評価には十分ではなく、回転運動を含めた検討が求められることが示唆される。

5.3.3 まとめ

支承の2方向動的特性および3次元衝突運動を考慮に入れた高架橋の3次元解析シミュレーションツール DABS を用いた解析結果を紹介した。高精度の支承モデルおよび衝突モデルを用いることで、橋軸・橋軸直角2方向入力時の橋梁全体系の3次元挙動を、より高い精度で再現することが可能になったと考えている。特に、免震時には、橋脚の応答が軽微にとどまり支承の応答が卓越して現れるため、全体系の応答解析においては、本節のような取り扱いが適当であると考えられる。今後、落橋防止装置などのモデルを取り入れ更なる精緻化を図る必要がある。なお、ここでのモデル橋を用いた解析において、大振幅時には2方向入力の影響が顕在化すること、ならびに、橋脚が弾性域にとどまっている範囲内では2方向入力の影響は軽微であること、が改めて確認された。

参考文献

- 5.3.1) 阿部雅人・柳野和也・藤野陽三・橋本哲子:金属支承の損傷に着目した1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架道路橋の被害分析,土木学会論文集, No.668, pp.83-101, 2001.
- 5.3.2) 宇佐美哲・阿部雅人・藤野陽三・森重行雄・鶴野禎史・柳野和也:金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究,第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.853-856,1999.
- 5.3.3) 吉田純司・阿部雅人・藤野陽三:1995年兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動と免震効果の検証,土木学会論文集, No.626, pp.37-50, 1999.
- 5.3.4) 阿部雅人・藤野陽三:高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化,土木学会論文集, No.605,241-252,1998.
- 5.3.5) 新堀大祐・阿部雅人・藤野陽三:通行可能性を考慮した高架道路橋の耐震性能,土木学会第55回年次学術講演会, 2000.
- 5.3.6) P.Zhu, M.Abe, Y.Fujino:A 3D Contact-friction Model for Pounding at Bridges during Earthquakes, *First MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics*, Massachusetts Institute of Technology, 2001.
- 5.3.7) P.Zhu: Analysis of elevated bridges with pounding effects on 3D models and its serviceability evaluation, *Ph.D. Thesis*, The University of Tokyo, 2001.
- 5.3.8) 吉田純司・武貞聡・阿部雅人・藤野陽三:水平2方向加振に対応した積層ゴム支承のモデル化,第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.741-744,1999.
- 5.3.9) 中村豊, 上半文昭, 井上英司:1995年兵庫県南部地震の地震記録波形と分析(II), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合研究所ユレダス開発推進部, 1996.

(執筆著者:阿部雅人)

5. 4 2方向地震動を受ける曲線ラーメン橋の耐震解析

5. 4. 1 曲線ラーメン橋の特徴

道路交通網の充実を目指し、国土幹線自動車道の整備が進められている。それに伴い、高速道路ランプ部やジャンクションなどでは、既存道路との接続のために、多くの曲線橋が建設予定となっている。これらの曲線橋は、種々の制約条件によって、連続ラーメン橋となる場合も多く、地震時における挙動が複雑になることが予想される。

直線橋の動的解析であれば、橋軸方向と橋軸直角方向と別々に解析した結果と、両方を同時に考慮して解析した結果とで大きな差は生じないため、二次元解析も可能である。しかし、曲線橋ではそのような取り扱いが不可能であり、特に橋脚部も桁部も含めた全体系で考える必要のある曲線ラーメン橋では三次元解析が必須となる。

静的なプッシュオーバー解析をする場合を考えても、直線橋では橋軸方向または橋軸直角方向に載荷すればよいが、曲線橋ではどの方向に載荷すればよいのか、必ずしも明らかではない。前節までに述べられた二軸曲げの問題も、当然考えることが必要となる。ランプ部橋梁のように不等橋脚を有する曲線橋であれば、さらに問題は複雑になる。

では、どの程度曲率があれば曲線橋として取り扱うことが必要になるのか、どの程度までなら直線橋とみなしてよいのだろうか。残念ながら、これも一般的な合意はまだ得られておらず、設計者の感覚的な取り扱いにゆだねられている。

アメリカでは、1971年サンフェルナンド地震で高架橋インターチェンジ部が被害を受け、曲線橋の耐震問題が検討されてきた[5.4.4, 5.4.10]。これらの研究により、両端が橋台で支持されている場合、桁はアーチに類似した性質を示すことが指摘されている。曲線の内向きに振動するときにはアーチ作用により大きな剛性が期待されるが、その反対方向への振動では両端に変形が集中しやすい等、曲線橋特有の振動性状が存在する。模型実験[5.4.11]や地震観測[5.4.6]も実施され、桁部の橋軸直角方向の剛性の寄与により直線橋よりも橋脚基部に求められるじん性は小さくてよいことや、桁部の非線形挙動やねじれ振動に注意を要することなどが明らかにされている。

日本でも、鋼製の曲線桁に関する研究は数多くなされてきたが、耐震設計に関する研究は少なかった。鋼製曲線桁では、特にねじりによるせん断応力の発生が設計上重要になってくる[5.4.8]。振動に関しても、曲げ振動とねじり振動が必ず連成した形で発生するなど、直線桁と異なる動特性を有することは指摘されてきた。しかし、大地震時における振動問題について検討され始めたのは最近である[5.4.1]。

一方、曲線のPC連続ラーメン橋に関する研究も、大地震時における非線形振動問題を扱い始めたのは最近であり、研究例はそれほど多くない[5.4.7]。曲線の鋼製桁とRC橋脚との複合連続ラーメン橋も高速道路ランプ部において考えられており[5.4.5, 5.4.9]、今後、曲線連続ラーメン橋の数は増えることが予想される。

本節では、いくつかの解析例を通して、曲線連続ラーメン橋の地震応答特性と、曲率の違いが応答に及ぼす影響について述べることにする[5.4.2, 5.4.3]。

5. 4. 2 解析モデルの例

曲線連続ラーメン橋と直線橋との地震応答特性の違いを検討するため、上部構造が異なった交角を有する、橋脚高さの等しい7径間連続ラーメン橋を例として考えてみる。曲率半径は、同じ交角を持った橋梁でも規模によって異なるため、ここでは交角によって整理している。

例題として用いた解析モデルは、桁長347m、スパン長39m～54m(図5.4.1)の鋼箱桁と橋脚高さ15m、直径4mのRC円形単柱橋脚とが剛結された7径間連続ラーメン橋である。各スパン長をそれぞれのケースで等しくしたまま交角を変化させ、以下の4ケースを考えることにする。Case 1: 交角90度(曲率半径220m)。Case 2: 交角120度(曲率半径330m)。Case 3: 交角150度(曲率半径660m)。Case 4: 交角180度(直線橋)。

市販の動的解析ソフトウェアDYNA-2Eを用い、三次元骨組構造としてモデル化した。質量は各節点に集中質量として与え、上部・下部構造ともはり部材を利用して、地盤の影響はバネで考慮した。また、P0、P7ともに隣接橋の橋脚で支持されているものとした。なお、X軸を橋梁端部P0、P7を結ぶ方向に設定し、Y軸をX軸に直行する水平方向、Z軸を鉛直方向とする。

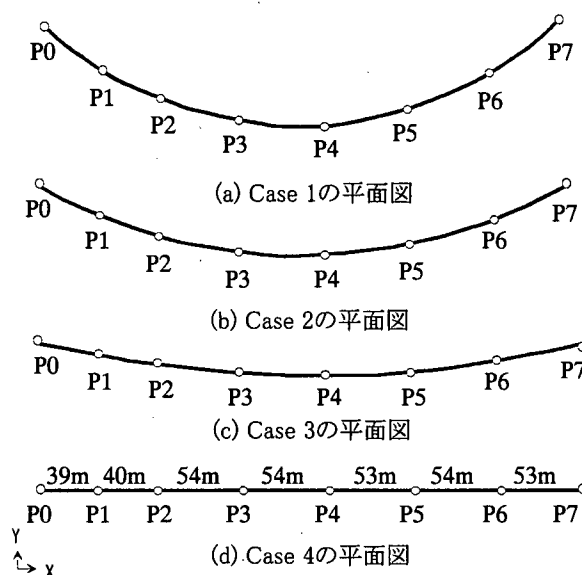


図5.4.1 解析モデル

5.4.3 固有振動特性の特徴

曲線ラーメン橋は動的挙動が複雑になることが予測されるため、その振動特性を把握することは特に重要である。各ケースの固有周期と振動モードについて見てみよう。

表5.4.1に各次の主要な固有周期と有効質量比を示す。どのケースにおいても、1次から3次の振動モードの有効質量比は、それ以上の高次モードに比べて大きい。しかしながら、1～3次における有効質量比の合計は、X方向で60%前後、Y方向で50%前後となっており、高次の振動モードもかなり影響してくると考えられる。また、鉛直Z方向の卓越するのはさらに高次の振動モードであった。

表5.4.1 固有値解析結果

	次数	固有周期 (秒)	有効質量比(%)		
			X方向	Y方向	Z方向
Case 1	1	0.69	11.1	21.2	0.7
	2	0.63	47.0	16.4	0.1
	3	0.61	6.0	13.1	1.1
Case 2	1	0.71	11.2	9.3	1.4
	2	0.64	16.4	39.8	0.2
	3	0.61	34.1	4.6	2.1
Case 3	1	0.73	10.7	2.3	2.4
	2	0.64	4.4	52.4	0.0
	3	0.61	47.3	2.1	2.3
Case 4	1	0.74	10.9	0.0	2.7
	2	0.64	0.0	57.1	0.0
	3	0.62	50.8	0.0	2.5

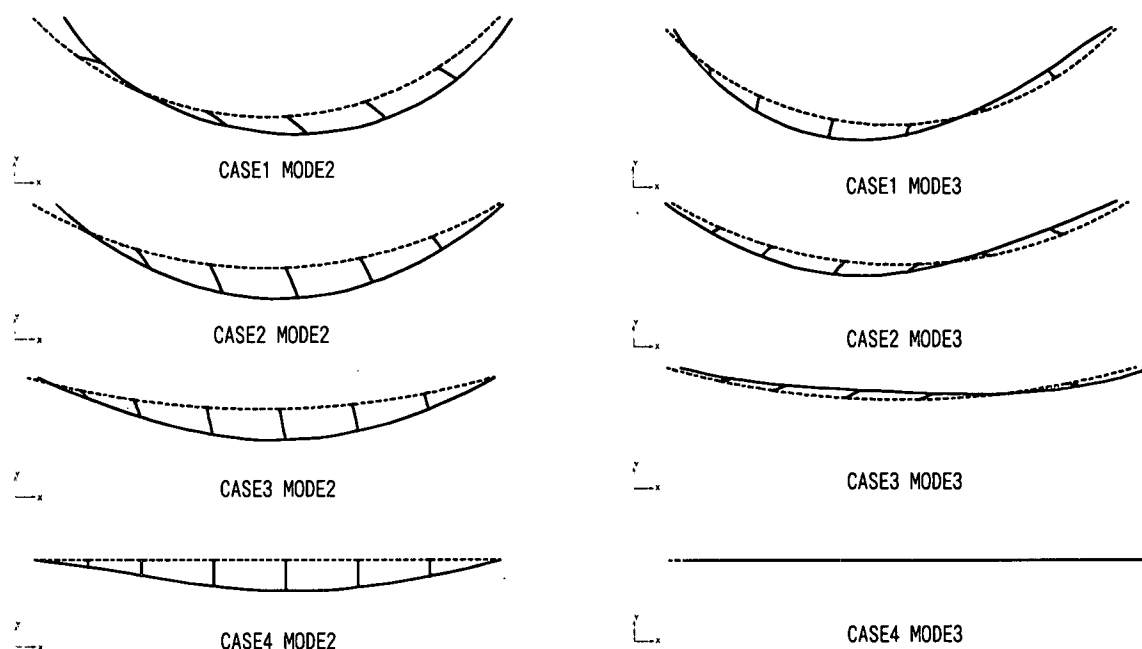


図5.4.2 固有振動モード図

Case 4の直線橋では、1次と3次振動モードにおけるY軸方向の有効質量比がゼロであり、2次振動モードではX軸方向がゼロである。よって、X軸(この場合橋軸)方向とY軸(橋軸直角)方向を別々に解析しても、ほぼ正しい結果が得られる。Case 3も、それぞれの振動モードにおいて、どちらかの方向の有効質量比が他方向に比べて大きい。しかし、Case 1とCase 2では、両方向の有効質量比が1次、2次モードで同じオーダーであり、三次元解析がぜひとも必要である。

また、交角が小さくなるほど有効質量比の大きい卓越する振動モードが少なくなり、同程度の有効質量比をもつ振動モードが増える傾向にあった。

それぞれのケースにおける有効質量比の大きい2次振動モードと3次振動モードの、水平面内における形状を図5.4.2に示した。Case 4では、橋軸直角方向に橋全体として同じ方向に振動しているのに対し、Case 3、Case 2、Case 1と交角が小さくなるにつれて橋の左端と右端の振動方向が逆となる水平面内の回転が発生しており、これに伴って桁部のねじれが発生している。この桁部のねじれが橋の挙動に大きな影響を与える要因の1つになると考えられる。

ここで用いた橋梁モデルの結果からは、120度より交角が小さい橋梁では、曲線橋としての取り扱いが必要になると考えられる。種々の橋梁への適用にあたっては、固有値解析の結果を見て、刺激係数あるいは有効質量比の各方向成分が他方向成分よりもかなり大きいか、また、振動モードに桁部のねじれが生じているかどうかをチェックするのがよい。

5.4.4 非線形地震応答特性

ここでは、前節のモデルによる非線形地震応答解析例について述べる。非線形履歴復元力モデルとしては、橋脚要素には修正武田モデルを適用し、その他の部材は線形部材とした。減衰定数は、梁部2%、橋脚5%、基礎20%とし、ひずみエネルギー比例型減衰を仮定した。

入力波形は日本道路協会の標準地震入力例から、地震時保有耐力法レベルのタイプII波形を用い、X、Y方向にそれぞれ波形1、波形2を入力した。

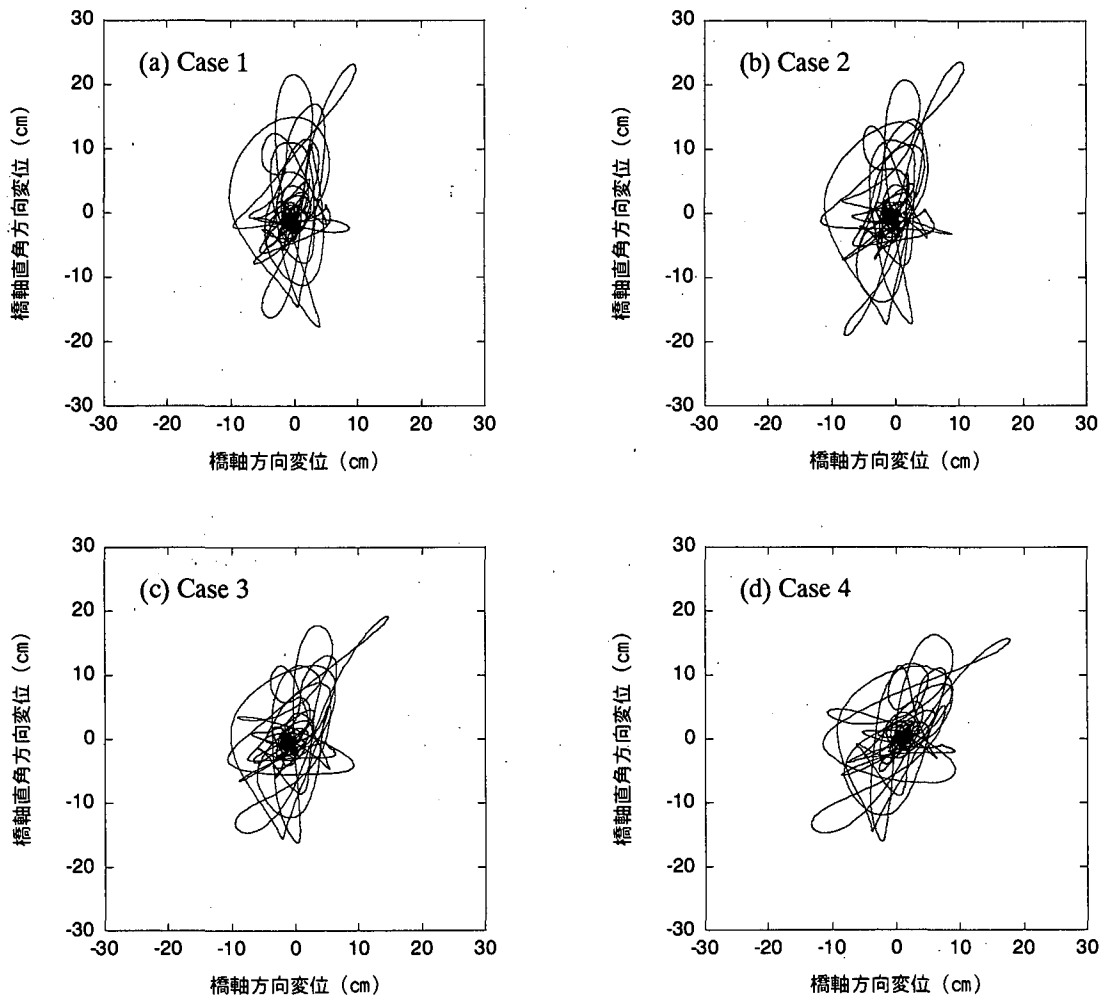


図5.4.3 P4橋脚天端の水平面内における地震応答変位の軌跡

図5.4.3に、P5橋脚天端の水平面内における応答変位軌跡を示す。全体座標系のX軸Y軸方向ではなく、各ケースごとにP5橋脚が支える桁部の橋軸方向と橋軸直角方向の応答をそれぞれの横軸縦軸として図示した。

この図から、直橋であるCase 4は、橋脚がどの方向にも振動している様子がわかる。それに比べて曲線橋では、交角が小さいほど(Case 3→Case 2→Case 1)橋軸直角方向の揺れが卓越している。

両端を橋台で支持された曲線橋では、桁がアーチ的な挙動を示して振動に一方(曲線桁の外側方向)への偏りが生じることが報告されている[5.4.4, 5.4.10]。本計算例でも、曲線桁の外側方向(図5.4.3の縦軸、橋軸直角方向+側)への揺れが大きくなっている。橋軸直角方向のプラス側とマイナス側の最大応答値の差は、プラス側の最大値を基準にしてCase 1で24%、Case 2で19%、Case 3で16%、Case 4では2%である。両端を橋脚で支持されていると仮定しており、橋台よりも拘束が少ないことが予想されるが、交角が小さいと桁のアーチ作用の影響は大きいことがわかる。

5.4.5 耐震設計における問題点の整理

1) 初期設定断面

適切な初期断面を設定することは、設計者にとって重要な意味を持っている。いかに適切な初期断面

を設定するかによって、その後の設計の流れが影響を受ける。初期断面が適切であれば、その後の設計作業がスムーズに進み、設計に要する労力も時間も短縮できる。それに対して、初期断面の設定が不適切だった場合、何度も元の作業に戻る必要があるため、設計に要する労力が増加する。さらに、局所的な最適解に向かうこともあるため、当初の想定とはかなり違った断面になってしまうこともあり得る。

今後、適切な初期断面の設定法に関するさらなる検討が必要であろう。

2) ランプ部曲線ラーメン橋の終局状態

ランプ部曲線ラーメン橋では、前述の曲線ラーメン橋としての特性に加え、不等橋脚に伴う特性がある。地震時水平力による曲げモーメントは、橋脚長の短い橋脚で大きくなる。例えば、図5.4.4に示す2径間連続ラーメンに水平力をかけた場合、桁部の剛性を無限大とすれば各橋脚基部に生じる曲げモーメント M_A 、 M_B 、 M_C の関係は次式で表される。ただし、ヤング率は全断面で一定とした。

$$\frac{M_B}{M_A} = \frac{\ell_1^2 I_2}{\ell_2^2 I_1} \quad , \quad \frac{M_C}{M_A} = \frac{\ell_1^2 I_3}{\ell_3^2 I_1} \quad (5.4.1)$$

この場合、最も橋脚長の短い橋脚の下端に塑性ヒンジが生じて終局状態となるように設計するのが適当であろう。そのためには、塑性ヒンジ発生位置の明確化をし、この部分に最も不利な荷重方向での検証が必要となる。最短橋脚下端におけるじん性をいかに向上させるかが、橋梁全体の耐震性向上に大きく寄与することになる。

もっともこの問題は、ランプ部曲線ラーメン橋に限ったことではなく、不等橋脚を有するラーメン橋に共通の問題である。

3) 動的解析による検証

地震応答解析を行って検証すべき項目は、主に、曲率塑性率と残留変位、および最大応答値である。最大応答値および残留変位については、どのような地震波形を用いて解析を行うかによって、かなり異なる答が得られることが予想されるが、これは他形式の橋梁でも同じ問題がある。しかし、どの方向にどのような地震波形を入力するかという問題は、曲線橋一般に重要な課題として残されている。

5.4.4での例題では、直交する水平2方向に別々の波形を入力した。他の方法としては、橋梁応答がもっとも不利になるような方向を選んで一方向に入力する方法や、直交する2方向に同一波形を入力する方法がある。前者の場合、数度ごとに入力方向を変えて予備解析をする必要がある。また、後者の場合には水平2方向入力とはいえ、1方向入力の場合の $\sqrt{2}$ 倍の波形をある1方向に入力したことに同じになる。どの方法が一番よいのかという統一された見解はないため、応答解析結果の評価にあたっては、得られた結果が唯一の解ではないということを常に念頭に置いておく必要がある。

プッシュオーバー解析など静的解析によって断面設計をした場合に、動的解析で確認しておく必要があると思われるのは、設定した箇所想定どおり塑性ヒンジが生じて終局状態となるかどうかという点である。これを簡単に照査するには、標準波形の1.5倍、2倍、3倍など大きな加速度波形を用いた動的解析で照査すればよい。この方法であれば、入力波形の倍率を変えるだけなので簡単に照査が可能である。

また、使用するソフトウェアによっては、部材の一方向にしか非線形性を仮定することができないものが

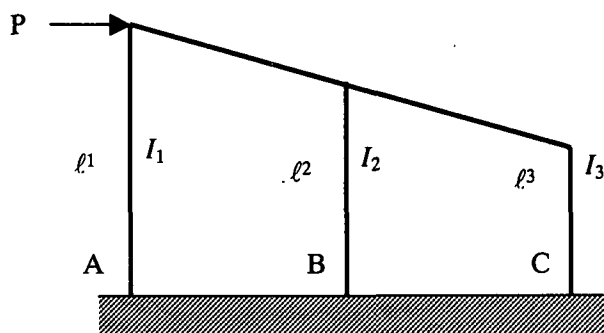


図5.4.4 不等長橋脚を有する連続ラーメン

ある。そのようなソフトウェアを用いて地震応答解析を行った場合、非線形性を仮定する方向に注意を要する。非線形性を一方向にしか仮定せずに地震応答を求めた場合、全方向に非線形性を仮定した場合とでは、結果に差が生じるために、適切な安全率を考えることが必要である。

三次元非線形動的解析が、さらに簡単に利用できる状況になるまで、非線形応答スペクトルの利用など、簡易な設計手法も必要だと考えられる。

4) 円形橋脚の優位性

前節で用いた例題では円形断面橋脚を用いたため、断面形状による振動の卓越方向はなかった。しかし、矩形断面で橋軸方向と橋軸直角方向の曲げ剛性が大きく異なる場合には、各橋脚で振動の卓越する方向が異なってくる。このような場合、入力波形の違いや、その入力方向の違い、あるいはモデル化のわずかな差によって、得られる応答が変わる可能性がある。地震動の不確定性を考えると、矩形断面橋脚よりも円形断面橋脚の方が、曲線連続ラーメン橋の場合には適用性が高いのではないかと考えられる。

参考文献

- 5.4.1) 林川俊郎, 大嶽敦郎, 中島章典, 佐野雅章: 3成分大地震動を受ける連続曲線高架橋の非線形応答解析, 構造工学論文集, 土木学会, 45A, 849-858, 1999
- 5.4.2) 本間雅裕, 伊津野和行: 曲線ラーメン橋の地震応答における交角の影響について, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 389-392, 1999
- 5.4.3) 伊津野和行, 桑尚輔, 林江利子, 中菌明広, 高橋章, 廣瀬彰則, 坂本眞徳: 曲線ラーメン橋梁の耐震設計手法に関する検討, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, 123-126, 1998
- 5.4.4) 川島一彦, Penzien, J.: 曲線橋模型の動的応答に関する解析的研究, 土木学会論文報告集, 284, 1-14, 1979
- 5.4.5) 桑尚輔, 伊津野和行, 廣瀬彰則, 高橋章, 中谷武弘: 曲線ラーメン橋梁の2次元地震応答解析, 土木学会第52回年次学術講演会, 第I部B, 222-223, 1997
- 5.4.6) Malhotra, P.K., Huang, M.J. and Shakal, A.F.: Seismic interaction at separation joints of an instrumented concrete bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 1055-1067, 1995
- 5.4.7) 水口和之, 橋本昌朗, 山花豊: 平面曲線を有する連続ラーメン橋の耐震検討, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 69-72, 1998
- 5.4.8) Nakai, H. and Yoo C.H.: *Analysis and Design of Curved Steel Bridges*, McGraw-Hill, 1988
- 5.4.9) 坂本眞徳, 廣瀬彰則, 中尾信裕, 藤田悟司, 伊津野和行: 曲線ラーメン橋梁の耐震設計手法に関するアプローチ, 土木学会第52回年次学術講演会, 第I部B, 220-221, 1997
- 5.4.10) Tseng, W.S. and Penzien, J.: Analytical investigation of the seismic response of long multiple span highway bridges, *Earthquake Engineering Research Center Report, EERC 73-12*, University of California, Berkeley, 1973
- 5.4.11) Williams, D. and Godden, W.G.: Experimental model studies on the seismic response of high curved overcrossings, *Earthquake Engineering Research Center Report, EERC 76-18*, University of California, Berkeley, 1976

(伊津野和行)