

曲げとねじりが同時に作用する斜橋の地震応答解析

Anh Ngoc LE¹・川島一彦²

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

²正会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

1. はじめに

一般に都市部では、土地利用の制約から斜橋など特別な形状の橋梁が建設されるが、兵庫県南部地震においては門戸高架橋（国道 171 号線）や瓦木西高架橋（名神高速道路）のように斜橋に大きな被害が生じた。斜橋では、地震時に隣接桁間で衝突が起これば、橋脚には曲げと同時にねじりが作用する。曲げだけが作用する場合と比較して、曲げとねじりが同時に作用する場合には、橋脚の曲げ耐力や変形性能が低下する結果、橋脚に大きな損傷が生じる危険性がある¹⁾。また、桁～橋台間に衝突が起これば、桁が回転し、落橋を引き起こす恐れもある。

本研究では、桁の回転に伴う橋脚のねじれが斜橋の応答に与える影響を検討する。

2. 解析対象橋

解析対象は図-1に示す橋長が80mの2桁間連続斜橋である。桁は5主桁の版桁で、桁中央はRC橋脚で、両端は壁式のRC橋台でそれぞれ支持されている。桁と橋脚は剛結されており、橋台上では鋼製支承によって支持されている。斜角は50度である。図-1に示すように、以下では、橋軸方向と橋軸直角方向をそれぞれ X, Y 軸方向、下部構造の土圧の水平成分の作用方向とそれに直角方向を x, y 軸方向と呼ぶ。

RC橋脚のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は 21MPaで、軸方向鉄筋と帯鉄筋にはSD295が使用されている。図-2に示すように軸方向鉄筋としてはD29 176本、帯鉄筋としてはD16が150 mm 間隔で配置されている。

地盤条件は、道路橋示方書に示されるII種地盤で

あり、液状化は生じない。橋脚及び橋台はそれぞれ9本の杭基礎で支持されている。

本研究では、落橋防止構造が設置されていない場合の結果を示すこととする。

3. 解析モデルと入力地震

対象橋のモデルを図-3に示す。桁は線形はり要素を用いた格子により、橋脚及び橋台は3次元はり要素によってモデル化する。ただし、橋脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素でモデル化する。ファイバー要素解析では、帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果を考慮し、骨格曲線としてはHoshikumaらのモデル³⁾を、除荷・再載荷履歴としては堺・川島の構成則⁴⁾を使用する。また、鉄筋の履歴としては堺・川島による修正 Menegotto-Pinto モデルを用いる⁵⁾。

橋脚のねじりと曲げの連成履歴特性としては、図-4に示すTirasit and Kawashima²⁾が開発した非線形ねじり履歴モデルを使用する。このモデルでは、降伏ねじり $\tilde{T}_c$ は次式のように与えられている。

$$\tilde{T}_c = \left(e^{-0.42/r} \right) \cdot T_c \quad (1)$$

$$T_c = \lambda T_{c,th} \quad (2)$$

ここで、

$T_{c,th}$: 立体トラス理論に基づく降伏ねじりモーメント

λ : トラス理論では軸力が考慮されていないことに基づく補正項で、次式で与えられる。

$$\lambda = 1 + \frac{0.07}{0.0366} s_r \quad (3)$$

s_r : 基部における平均軸力とコンクリートの強

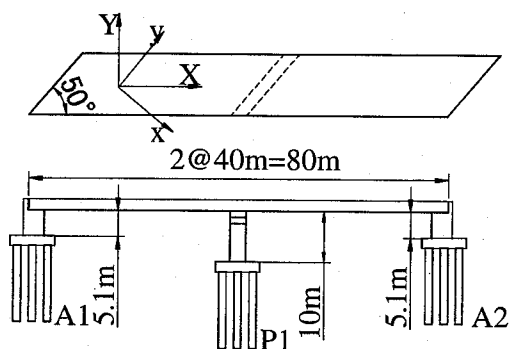


図-1 解析対象橋

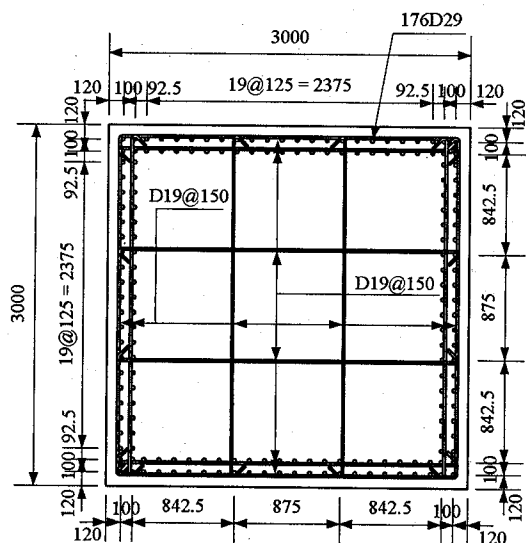


図-2 橋脚の配筋図

度の比

r : ねじり角と曲げドリフト比で、次式が与えられる。

$$r = \frac{\theta_z}{\Delta} \quad (4)$$

θ_z : ねじり角 (rad)

Δ : 曲げドリフト

ただし、解析プログラムの制約から、ねじりと応じた曲げ耐力の低下は考慮せず、曲げ耐力は一定と仮定し、曲げモーメントに応じたねじり耐力の低下のみを考慮することとする。

図-4の履歴モデルでは、式(4)によるねじり角と曲げドリフト比 r をパラメータとしている。このため、ここでは最初に r の値を仮定して動的解析を行い、式(4)から計算される r が初期に仮定した r と次式を満足しない場合には、計算された r を用いて再度動的解析を行うというイテレーションを行った。

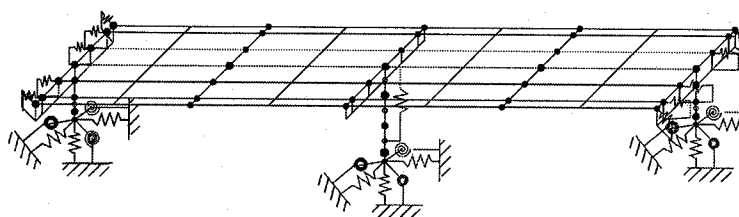
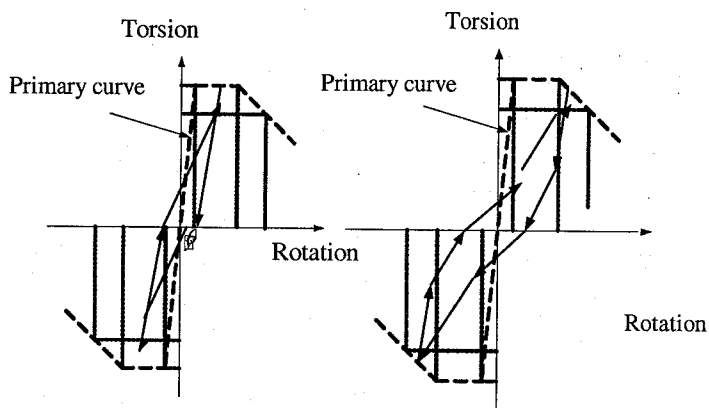


図-3 対象橋のモデル化



(a) ピンチング
が小さい場合

(b) ピンチング
が大きい場合

図-4 ねじりモデル

$$\left| \frac{r_j - r_{j-1}}{r_{j-1}} \right| \leq 0.02 \quad (5)$$

ここで、 r_j は j 回目の繰返し計算により求められる r である。

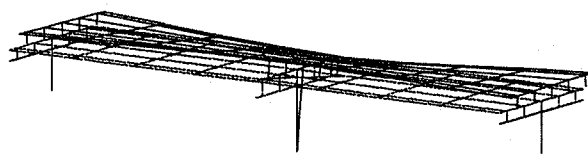
式(4)では、 r は 0 (純曲げ) $\sim \infty$ (純ねじり) の任意の値をとる。一般に、 $r > 0.5$ でなければ、ねじりによる曲げモーメントの減少は顕著に現れてこない。このため、図-4のモデルの適用限界は $r \geq 0.5$ とされており、本解析では、 $r < 0.5$ 場合には、 $r = 0.5$ と仮定こととした。

桁～橋台間の衝突は衝突ばねによってモデル化する。衝突ばねの剛性は次式によって求める⁶⁾。

$$k_I = \frac{nEA}{L} \quad (6)$$

ここで、 k_I : 衝突ばねの剛性、 L : 桁長、 n : 要素分割数、 EA : 桁の軸剛性である。

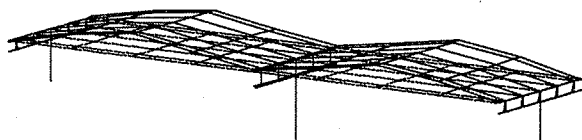
橋台上の鋼製可動支承は、上下方向には桁を拘束するが、橋軸直角方向には桁を拘束しないと仮定した。これは、過去の事例によれば、鋼製支承は強震動の作用下では破断することが多く、支承としての拘束効果が発揮できない場合が多いことを考慮したためである。



(a) 2次モード($T=0.8587\text{sec}$) (橋軸直角方向)

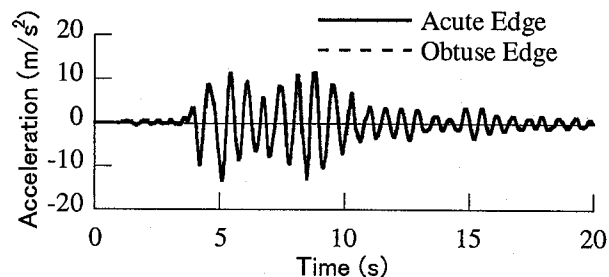


(b) 3次モード($T=0.6184\text{sec}$) (橋軸方向)

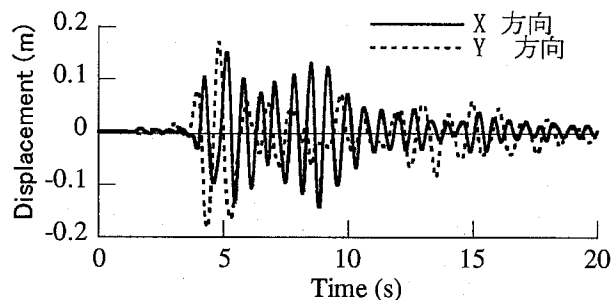


(c) 6次モード($T=0.2586\text{sec}$) (上下方向)

図-5 固有周期及び固有振動値モード



(a) 桁の加速度応答 (桁端部, X方向)



(b) 桁の変位応答 (桁端の中央点)

図-6 A2橋台側の桁の応答

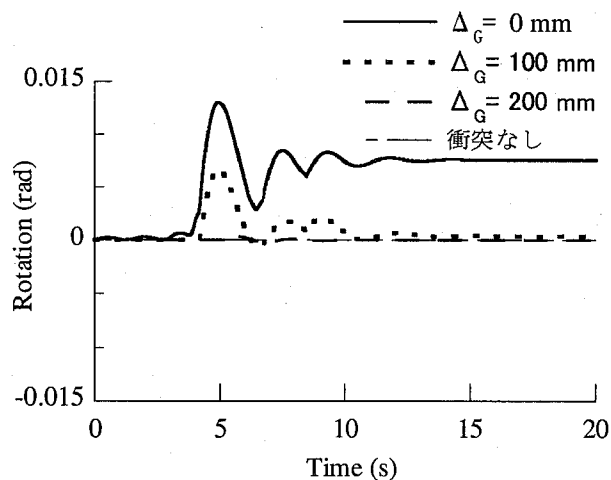
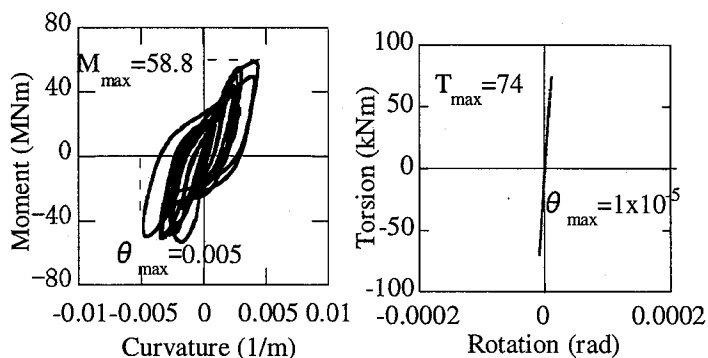


図-7 桁の回転角



(a) モーメント～曲率
(x 軸まわり)

(b) ねじり～回転角

図-8 橋脚の応答履歴

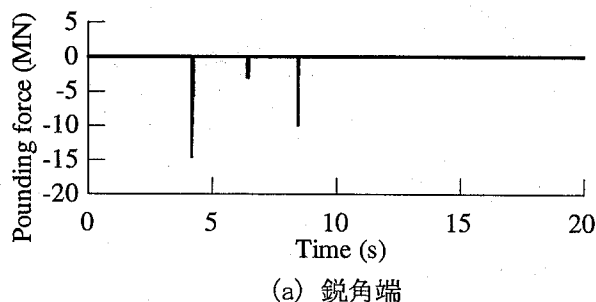
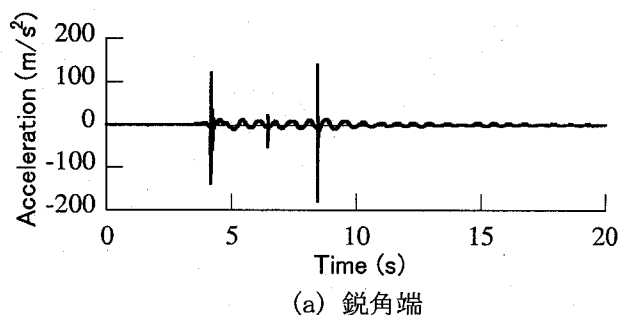


図-9 A2 橋台側の桁端部の応答加速度

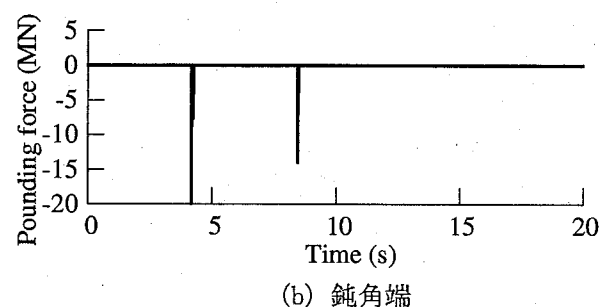
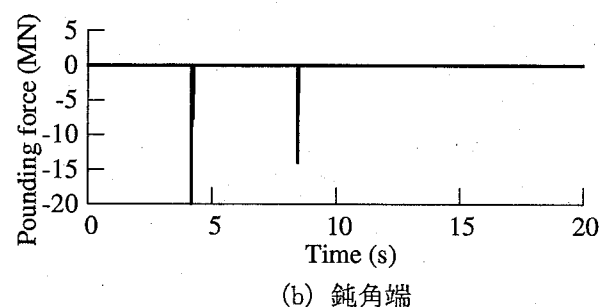


図-10 A2 橋台と桁端部との衝突力

($\Delta_G=100$ mm)

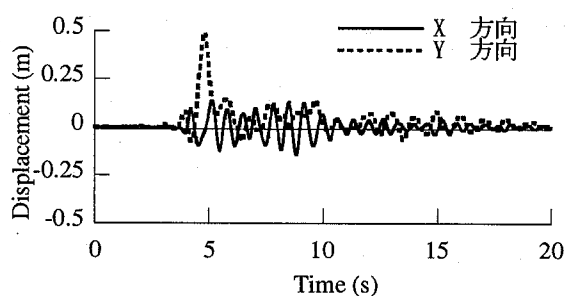


図-11 A2 橋台側の桁の応答変位

($\Delta_G=100$ mm)

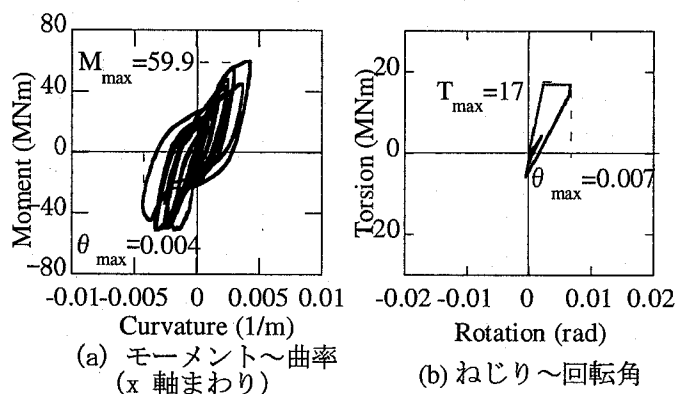


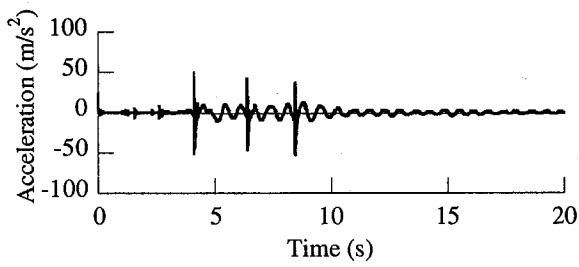
図-12 橋脚の応答履歴 ($\Delta_G=100$ mm)

入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台記録を用いることとし、NS、EW、UD成分をそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向に作用させた。

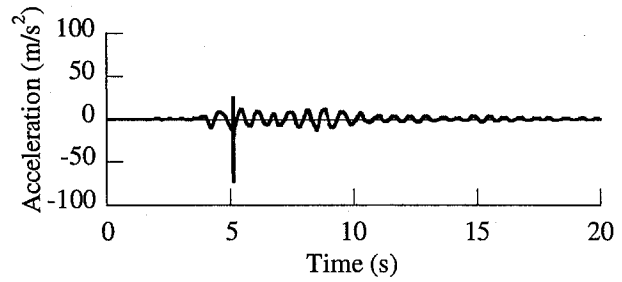
以上の解析モデルを用いて、構造部材がすべて線形状態にあると仮定して固有値解析を行うと、固有周期及び振動モードは図-5のようになる。基本固有周期は2.2秒で、桁の回転が卓越するが、有効質量は0である。有効質量比から卓越振動モードを求めると、橋軸方向には3次、橋軸直角方向には2次、上下方向には6次となる。

4. 衝突が生じない場合の地震応答特性

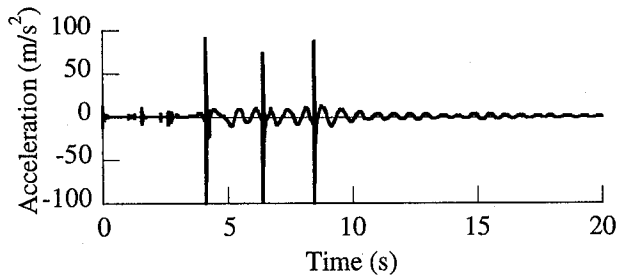
桁端と橋台間の遊間 Δ_G が十分大きく、桁と橋台間に衝突が生じないとした場合の応答を解析した。図-6はA2橋台側の桁端部におけるX方向の桁の応答加速度とX及びY方向の応答変位である。ここで、応答加速度は鋭角端と鈍角端における値を、応答変位は桁中央点における値をそれぞれ示している。鋭角端と鈍角端の応答加速度にはほとんど同じで、最大加速度はともに 11.5 m/s^2 である。これは図-7に示すように、橋台との衝突に伴う衝突力が桁には作用せず、桁は水平面内でほとんど回転しないためであ



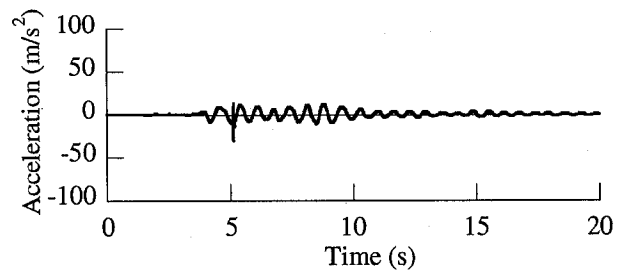
(a) 鋭角端



(a) 鋭角端



(b) 鈍角端

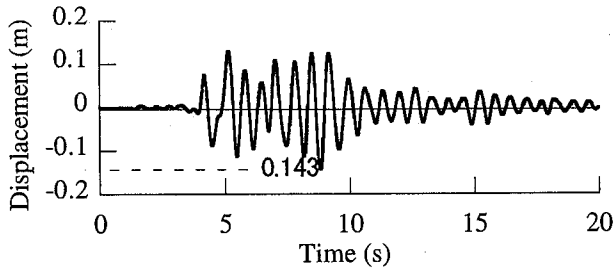


(b) 鈍角端

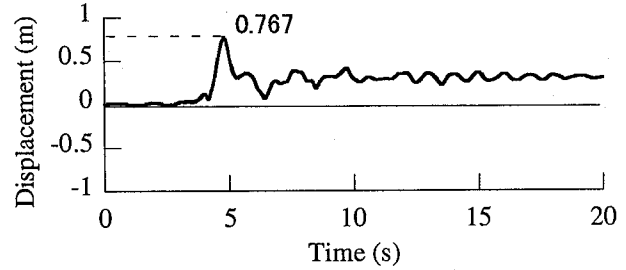
(1) $\Delta_G = 200 \text{ mm}$

(2) $\Delta_G = 200 \text{ mm}$

図-13 A2 橋台側の桁端部の応答加速度

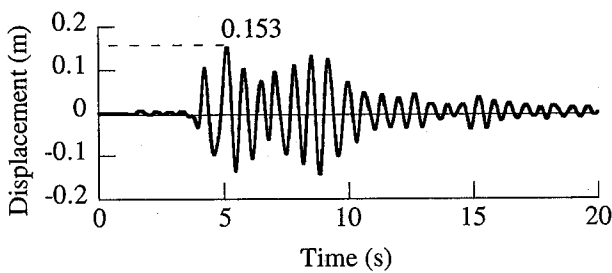


(a) X 方向

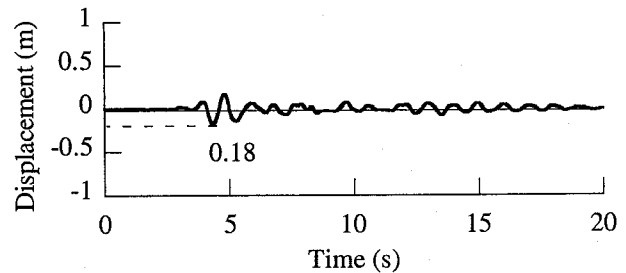


(b) Y 方向

(1) $\Delta_G = 0 \text{ mm}$



(a) X 方向



(b) Y 方向

(2) $\Delta_G = 200 \text{ mm}$

図-14 A2 橋台側の桁の応答変位

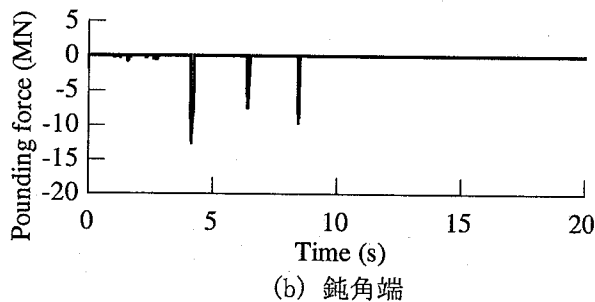
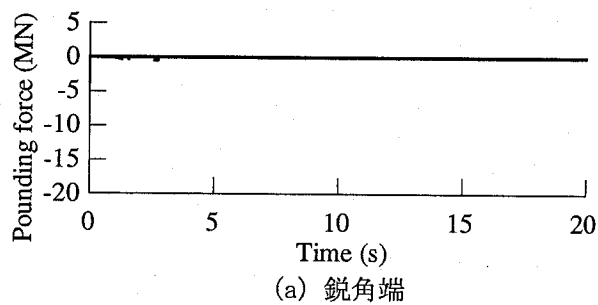


図-15 A2橋台と桁端部との衝突力の履歴
($\Delta_G=0$ mm)

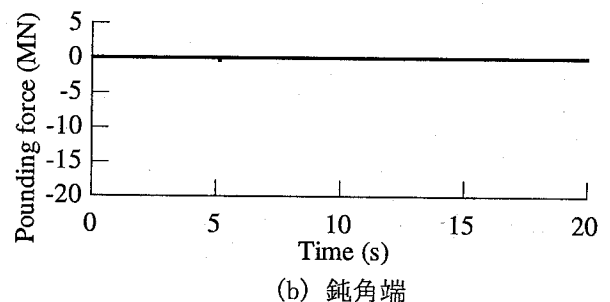
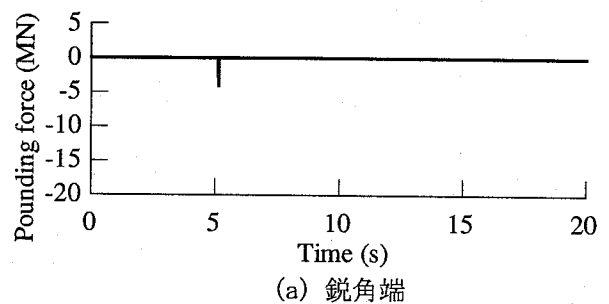


図-16 A2橋台と桁端部との衝突力
($\Delta_G=200$ mm)

る。最大応答変位はX方向には0.152 m, Y方向には0.18 mである。

図-8に橋脚に生じる曲げモーメント～曲率とねじりモーメント～回転角の履歴を示す。最大曲げモーメントは58.8 MNm, 最大曲率は0.005 1/mである。一方、橋脚のねじり角は最大 1.0×10^{-5} rad と小さく、桁はほとんど回転していない。解析では、 $r < 0.5$ となるため、 $r=0.5$ と仮定している。

5. 衝突が生じる場合の応答

桁端と橋台間の遊間 Δ_G を100 mmとした場合の応答を示す。図-9はA2橋台側の桁端部におけるX方向の桁の応答加速度を示している。最大加速度は、鋭角端では180 m/s², 鈍角端では237 m/s²と、前述した衝突が生じない場合よりも著しく大きくなる。これは、図-10に示すように地震時に桁の回転に伴って桁と橋台が衝突したためである。鈍角端の方が鋭角端より加速度は大きいのは、衝突力が鋭角端よりも鈍角端で大きいためである。

図-11はA2橋台側の桁中央点におけるX及びY方向の応答変位である。最大応答変位はX及びY方向にそれぞれ0.143 m, 0.489 mであり、衝突が生じなかった場合と比較すると、Y方向の応答変位が2.7倍

に増加している。これは、図-7に示したように、桁が水平面内で最大0.007 rad回転したためである。X方向の応答変位は、衝突が生じていなかった場合に比較してそれ程変化していないが、これは、桁端の両側で橋台との衝突により桁の移動が拘束されているためである。

図-12に示すように、橋脚に生じる最大曲げモーメントは59.9 MNm, 最大曲率は0.004 1/mである。ねじりモーメント～ねじり角の関係は履歴を示すようになり、最大ねじりモーメントは17 MNm, 最大ねじり角は0.007 radである。

以上の解析では、式(4)の r は1～0.6の範囲で変化し、最終的に0.76に収束している。

6. 桁遊間を変化させた場合の応答

以上は桁と橋台間の遊間を100 mmとした場合の結果であるが、遊間をそれぞれ0及び200 mmとした場合の応答を図-13, 図-14に、桁と橋台間の衝突力を図-15, 図-16に示す。また、橋脚の曲げモーメント～曲率の履歴、ねじりモーメント～ねじり角の履歴をそれぞれ図-17, 図-18に示す。曲げモーメント～曲率の履歴は遊間によってほとんど変化しないが、ねじりモーメント～ねじり角の履歴は、遊間によっ

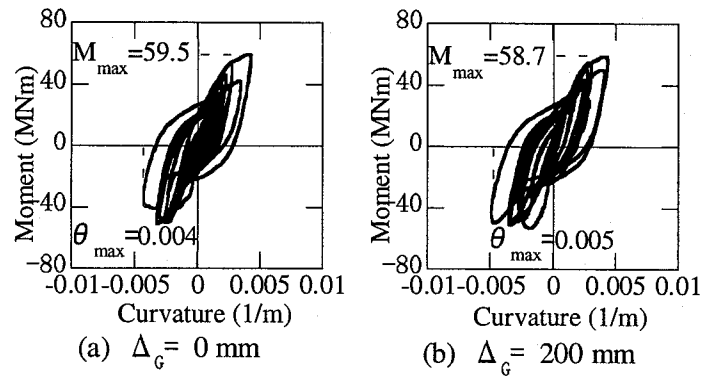


図-17 橋脚の曲げモーメント～曲率の履歴 (x 軸まわり)

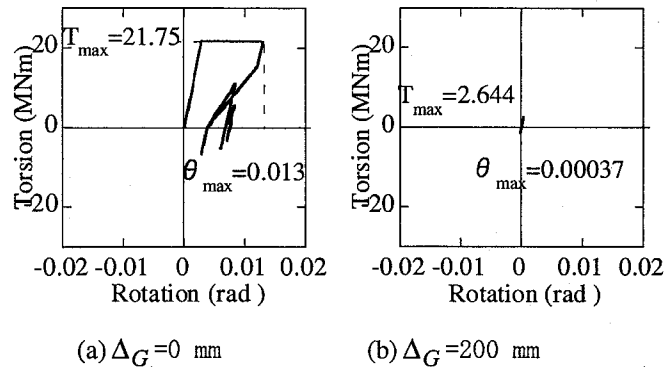


図-18 橋脚のねじりモーメント～ねじり角の履歴

て変化する。すなわち、図-7に示したように遊間を0にした場合に最も回転角は大きくなり、以下、遊間を100 mm, 200 mmとするにつれて、桁の回転角は減少する。また、遊間を0, 100 mm, 200 mmとするにつれて、最大ねじりモーメントは減少する。これは、遊間を0, 100 mm, 200 mmとするにつれて、式(4)による r がそれぞれ、1.36, 0.76, 0.5と小さくなるためである。

遊間が0の場合にはY方向の桁の応答変位は0.767mと大きく、このため、桁の回転角も0.013 radと大きい。これは、桁～橋台間の衝突により、桁の中心に対し偏心曲げモーメントが作用した結果、橋脚がねじれたためである。これに対して、遊間を200 mmとした場合には、Y方向の桁の応答変位は0.18 mと、橋台～桁間に衝突が生じない場合と同程度の値にまで減少している。これは、桁～橋台側(A2 橋台側)において、鋭角端側では4.13 MN、鈍角端では0.34 MNの最大衝突力しか生じないためである。この結果、桁の回転角は、桁と橋台間の遊間を0, 100 mm, 200 mmとするにつれて、0.013 rad, 0.07 rad, 0.00037 radと小さくなる。

なお、遊間が0の場合には、幾何学的な拘束条件

から、桁は正側にしか回転できない。同様に、遊間が100 mmの場合にも桁には主として正側の回転角が生じる。遊間が200 mmの場合には上述したように衝突力が小さいため、桁はほとんど回転しない。なお、遊間が0の場合には桁には最終的に0.0076 radの残留回転角が生じる。これはねじりに対する橋脚の履歴によると考えられる。

6. 結論

- 1) 斜橋では、桁～橋台間に衝突が生じると、桁の重心まわりにモーメントが作用し、これが橋脚に伝達される結果、橋脚にねじりモーメントが生じる。桁～橋台間に衝突を生じない限りは、橋脚に生じるねじりは大きなものではない。
- 2) 桁～橋台間の遊間が大きいほど、橋脚に生じるねじり角は減少する。遊間が小さい場合には、橋脚には正側(反時計まわり)の回転しか生じない。これに対して、遊間が大きくなると、正負両側に回転が生じるようになる。

参考文献

- 1) 川神雅秀, 大塚久哲, 神田昌幸, 鈴木基行: 斜角を有するけた端の水平地震動による回転挙動, 土木学会第51回年次学術講演会, 平成8年9月
- 2) Tirasit, P. and Kawashima, K.: Seismic Performance of Square Reinforced Concrete Columns under Combined Cyclic Flexural and Torsional Loadings, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, pp. 425-452, 2007.
- 3) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridges Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No. 5, pp.624-633, 1997
- 4) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and Reloading Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.132, No.1 pp.112-122, 2006. 3.
- 5) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C Plane Frames Force and Bending, Proc. of IABSE Symposium and Resistance and Ultimate Deformability of Structure Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp.15-22, 1973
- 6) 川島一彦, 渡邊学歩: 斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究; 土木学会論文集, No.675/I-55, 141-159, 2001.