

免震道路橋の実地震観測データによる同定解析

伊奈 義直¹・中谷 泰子²・長嶋 文雄³

¹ フェロー会員 株式会社大林組土木本部生産技術本部橋梁技術部(〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)
E-mail: ina.yoshinao@obayashi.co.jp

² 首都大学東京都市環境学部都市基盤環境コース (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
E-mail: nakatani-yasuko@ed.tmu.ac.jp

³ 正会員 首都大学東京大学院都市環境科学研究科教授 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
E-mail: fumio-n@ecomp.metro-u.ac.jp

高減衰ゴム支承(免震支承)を用いた PC 2 径間連結連続道路橋を対象に、橋梁全体系の地震時挙動の検証を目的とした観測を実施した。地震データの内、加速度波形を 2 回積分した変位波形、および軌跡に基づいた挙動を照査し免震効果を確認した。また、大地震時における挙動を想定するため、免震支承の数値モデル化による構造同定解析を実施した。このことより、斜橋の影響や各支点反力の分担率の相違を確認した。

Key Words : *base-isolated bridge, high damping rubber bearing, structural identification seismic isolation bearing design, earthquake record*

1. まえがき

免震支承を用いた橋梁(以下免震橋という)は、長周期化と減衰性能の付加により、地震時における上部工の慣性力の低減を目的として1995年兵庫県南部地震以後、本格的に普及・定着してきている。しかし、このような免震橋については、強震時における観測記録や観測点が少ないことにより、橋梁全体系の挙動や性能が定量的に評価されていないのが現状である。

当橋は、免震設計を採用した橋長76.35m、幅員11.2mのPC 2径間連結連続桁橋で、完成した1991年7月から2007年11月まで地震観測を実施した¹⁾。本研究は、これらの地震観測データを基に、加速度波形を2回積分した変位波形、および軌跡による挙動の確認、免震支承の数値モデル化による構造同定解析を実施した。

2. 観測橋梁の概要

対象とした橋梁は福島県内の某発電所内にあり、川を横断する構内道路用の橋梁である。当橋梁の横には発電所内の石炭輸送に用いる鋼製ベルトコンベア橋も併設されており、下部工が一体化され共有している(図-1)。

下部工として、橋脚は壁型式、両橋台は管理用道路を横断するため道路橋のみラーメン型式となっている。こ

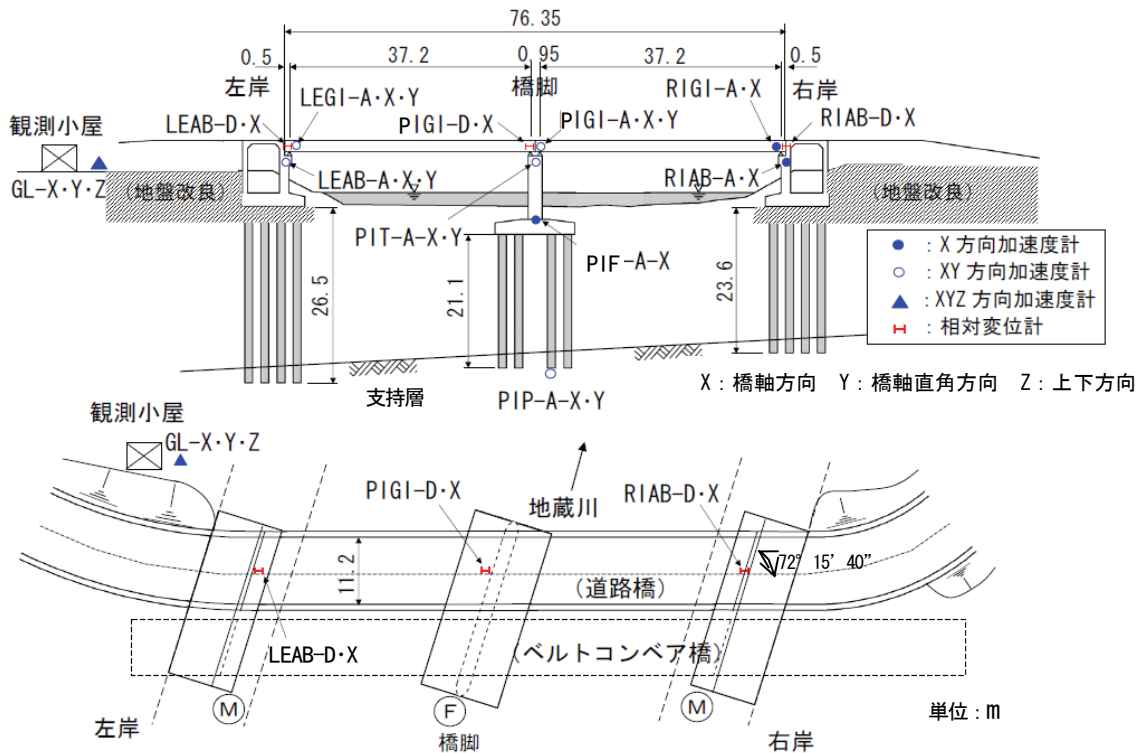
れらの基礎はφ1200mmの場所打ち杭で、深さ20~25m付近の支持層(シルト岩)まで打設している。

地盤は、河床位置から砕砂、砂混じりシルトが3m程度、細砂層が10m程度、その下に砂質土、粘性土の互層があり、N値50以上のシルト岩からなっている(図-2)。支持層は、この新第三紀地層のシルト岩であり、右岸橋台から左岸橋台に向けて緩やかに傾斜している。地盤種別としては、 T_G が0.45秒であり耐震設計上のII種地盤である。

3. 免震設計の概要

当橋は、「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)1989年3月」を基にした詳細な設計を実施し^{2), 3)}、施工後の車輛走行実験、起振機を用いた振動実験^{3), 4)}等により性能確認を行った。

道路橋とベルトコンベア橋は、橋台、橋脚、基礎を共有しているが、上部工反力の比は2.2:1.0であり、地震力によるベルトコンベア橋への影響は少ないと想定し、道路橋を対象に免震設計することで橋梁全体としての安全性の向上を図った。したがって、橋台、橋脚、基礎の大きさ等はそのままとし、支承とストッパーのみを変更の対象とした。橋脚の地震時水平力は、免震支承により減少し安全性が向上するが、橋台部の地震時水平力は増



橋台(左岸、右岸と同)

橋脚

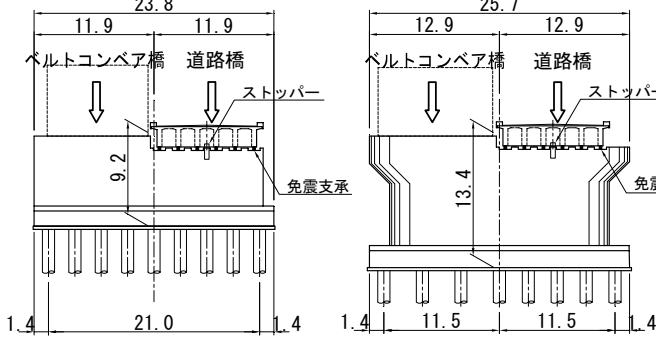


図-1 橋梁概要と地震観測点

加するが、背面土圧などの影響が大きいため、橋台部の安全性は確保されている。

免震支承(表-1)は左岸、右岸橋台に6基ずつ、中央の橋脚天端に12基、計24基を設置した。支承設計は、上部工の固有周期が地盤の固有周期と連成振動しないように1.4sec程度とした他、耐震設計に係わる諸基準を用いている。橋台部の遊間は、地震時保有水平耐の照査により設計変位35cmを確保し、伸縮装置は経済性を考慮して、震度法からの設計変位12cmに対応させノックオフ構造を採用⁵⁾(図-3)した。また、免震橋として、1)橋軸直角方向はストッパー(図-1、図-4)を設け、橋軸方向のみ免震設計、2)高減衰積層ゴム支承(HDR)の採用、3)2連の桁の連結一体化(図-5)、等の特徴を有する。

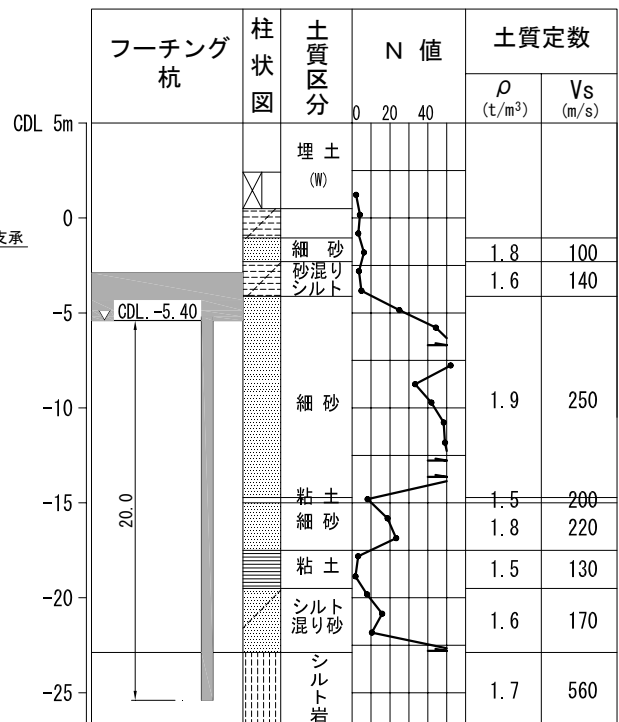


図-2 橋脚付近の地盤状況

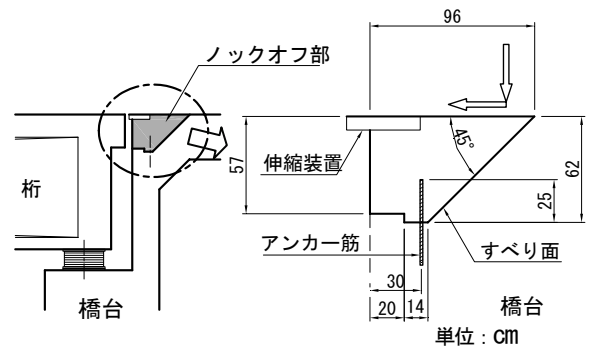


図-3 ノックオフ構造

4. 地震観測

(1) 観測システムの概要

地震観測は、加速度計を桁に3ヶ所(5成分)、橋台に2ヶ所(3成分)、橋脚(2成分)、フーチング(1成分)、杭先端(2成分)、観測小屋近傍の地表面(3成分)の4ヶ所、相対変位計を桁と左岸橋台、右岸橋台および橋脚の3ヶ所に設置し、合計19成分で実施した(図-1)。図中、X、Y、Z方向はそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向を示している。地震波の起動は、杭先端の加速度計としており、そのレベルは1.5galに設定している。

(2) 解析に用いた地震波

観測を開始した1991年8月から2005年8月までのうち、代表的な地震の諸元などを表-2に、震央位置を図-6に示す。図中+印は観測点で、ここを中心に200kmごとの同心円を示している。これらの地震波の中には、支承のひずみが29%の記録(2005年8月16日、宮城県沖地震)も含まれる。

5. 観測波形

免震効果の確認および解析に用いたデータは、支承ひずみが最も大きい2005年8月宮城県沖地震(No.27の地震波)とした。

(1) 変位波形

各観測点で観測された加速度波形より、FFTを用いて2回積分した変位波形と絶対最大変位の一覧を図-7と表-3に示す。また、これらの変位波形は桁と橋台(橋脚)間に設置した相対変位計の波形と検証している。これらの図、表より以下がわかる。

表-1 免震装置の寸法・材質諸元

橋台、橋脚		A1、P1、A2
支承種類		高減衰ゴム支承
ゴム部	せん断弾性係数 $G(N/mm^2)$	0.990~1.01
	平面寸法 (mm)	650×350
	ゴム1層の厚さ (mm)	7.0
	ゴムの層数	24
	ゴムの総厚 (mm)	168
補強鋼板	平面寸法 (mm)	634×334
	厚さ (mm)	3.2

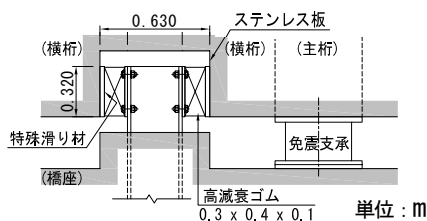


図-4 ストッパー概要

表-2 解析に使用した地震記録

NO	発生日月	時間	震源				震央距離 (Km)	杭先端の最大加速度 (gal)		
			場所	北緯	東経	深さ (Km)		マグニチュード	橋軸	橋軸直角
1	1992/1/22	10:06	山形県中部	38°25'	140°32'	121	5.7	101	4.4	3.4
2	1992/2/2	4:05	東京湾	35°14'	139°48'	93	5.9	296	2.5	3.4
3	1992/5/11	19:08	茨城県中部	36°32'	140°32'	56	5.6	145	4.1	4.1
4	1992/6/1	22:51	茨城県沖	36°40'	141°14'	47	5.7	124	2.8	2.9
5	1992/7/25	11:54	三陸はるか沖	38°39'	143°23'	0	6.0	219	1.7	1.4
6	1993/1/15	20:07	釧路沖	42°51'	144°23'	107	7.8	593	14.4	9.4
7	1993/2/6	2:55	福島県沖	37°02'	141°16'	53	4.6	109	3.7	3.7
8	1993/2/25	18:29	岩手県沖	40°14'	142°27'	29	5.9	288	2.1	1.7
9	1993/3/7	9:37	福島県沖	37°41'	141°45'	80	5.1	26	8.9	10.0
10	1993/4/27	8:01	福島県沖	37°30'	141°36'	44	4.7	50	11.4	12.6
11	1993/5/6	8:22	岩手県南部	39°08'	141°47'	107	5.6	143	4.8	3.8
12	1993/7/17	23:39	福島県沖	37°06'	141°06'	50	4.9	112	4.0	3.4
13	1993/11/27	15:11	宮城県北部	38°35'	141°20'	112	5.9	88	26.7	28.9
14	1994/3/28	21:15	福島県沖	37°45'	141°07'	84	3.8	18	14.6	7.6
15	1994/10/4	22:22	北海道東方沖	43°22'	147°41'	28	8.2	836	16.9	16.8
16	1994/12/28	21:20	三陸はるか沖	40°26'	143°45'	0	7.6	375	12.3	14.7
17	1995/1/7	7:37	岩手県北東部	40°13'	142°19'	48	7.2	289	8.8	7.6
18	1996/2/17	0:22	福島県沖	37°19'	142°33'	58	6.8	153	29.1	39.7
19	1997/5/12	7:59	福島県沖	37°04'	141°15'	54	5.6	92	16.7	15.5
20	1997/12/7	12:50	福島県沖	37°43'	141°45'	84	5.3	72	29.0	35.3
21	1997/12/9	15:49	福島県沖	37°45'	141°08'	65	4.2	19	-	-
22	1998/2/28	2:26	福島県沖	37°52'	141°04'	15	4.1	10	-	-
23	1998/4/9	17:45	福島県沖	36°57'	141°01'	95	5.4	124	18.6	13.4
24	2001/12/2	22:02	岩手県内陸南部	39°40'	141°30'	130	6.3	175	21.5	20.9
25	2003/5/26	18:24	宮城県沖	38°49'	141°39'	72	7.1	132	67.8	61.2
26	2003/7/26	7:13	宮城県北部	38°24'	141°11'	12	6.2	64	22.3	21.2
27	2005/8/16	11:46	宮城県沖	38°09'	142°16'	42	7.2	122	125.1	132.2

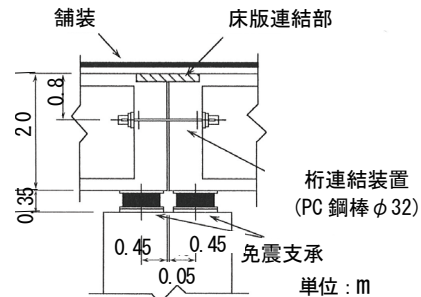


図-5 2連の桁の連結構造

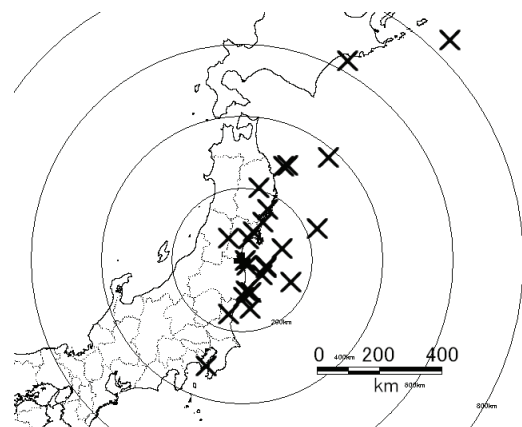


図-6 観測地震の震央位置

- ・橋軸方向における 3 ヶ所の桁の変位波形は、振幅・位相ともよく一致しており、桁は一体となって振動している
- ・橋台（橋脚）の変位波形は、振幅は橋軸方向において 0.18cm、橋軸直角方向で 0.06cm 程度相違するが、位相は、それぞれの方向でよく一致している
- ・桁と橋台(橋脚)の倍率は、橋軸方向において 1.9~2.0 倍、橋軸直角方向で 1.1~1.3 倍を示し、桁と杭先端の倍率は、橋軸方向において 4.0 倍、橋軸直角方向で 1.2 倍となることから、それぞれ橋軸直角方向より橋軸方向の増幅が大きい。橋軸方向ほど増幅していない。最大絶対変位で比較すると、桁は杭先端に対し、1.1~1.5 倍である

(2) 軌跡図

橋軸方向と橋軸直角方向の変位波形における主要動部分 (20~30 秒間)の軌跡を図-8 に示す。図-8. A~図-8. G は、それぞれ桁 (左岸), 桁 (左岸補正), 橋台上 (左岸), 桁 (橋脚), 桁 (橋脚補正), 橋脚上 (橋脚), 杭先端 (橋脚) を示す。この中で補正となっている図は、桁 (左岸) と桁 (橋脚) の波形から杭先端の波形を減じたあとの波形の軌跡を示したものである。この図より、以下がわかる。

- ・桁は全体に橋軸直角方向より橋軸方向の方が大きい (図-8. A, 図-8. D)
- ・杭先端は、橋軸方向より橋軸直角方向は 2 倍程度大きい (図-8. G)
- ・橋台 (橋脚) は杭先端の橋軸直角方向が大きいことや、斜橋の影響を受けていることが考えられることから斜め方向が大きい (図-8. C, 図-8. F)
- ・補正した桁 (左岸、橋脚) は、橋軸直角方向より橋軸方向の方が大きく表れることや左岸より橋脚の方が大きい (図-8. B, 図-8. E)

(3) 桁の回転

桁の回転角は、図-9 のモデルより橋軸直角方向の桁 2 点間 (左岸上, 橋脚上) の相対変位波形と支間長を用いて、式 (1) のように示す。

$$\theta = \tan \left(\frac{v_1 - v_2}{l} \right) \dots\dots\dots \text{式 (1)}$$

$$\approx \frac{v_1 - v_2}{l}$$

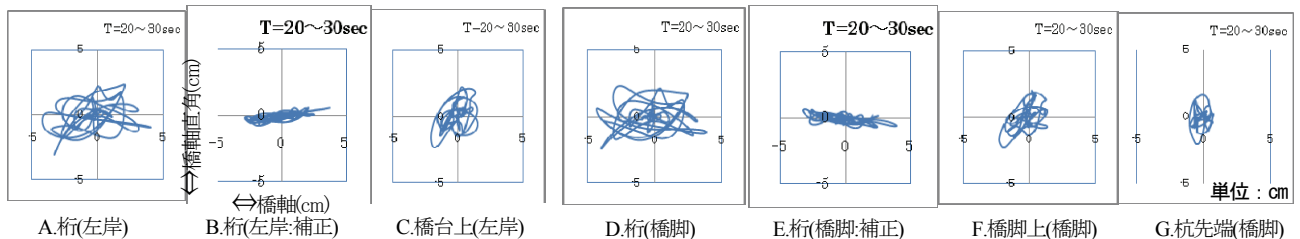


図-8 各位置における主要動部の軌跡図

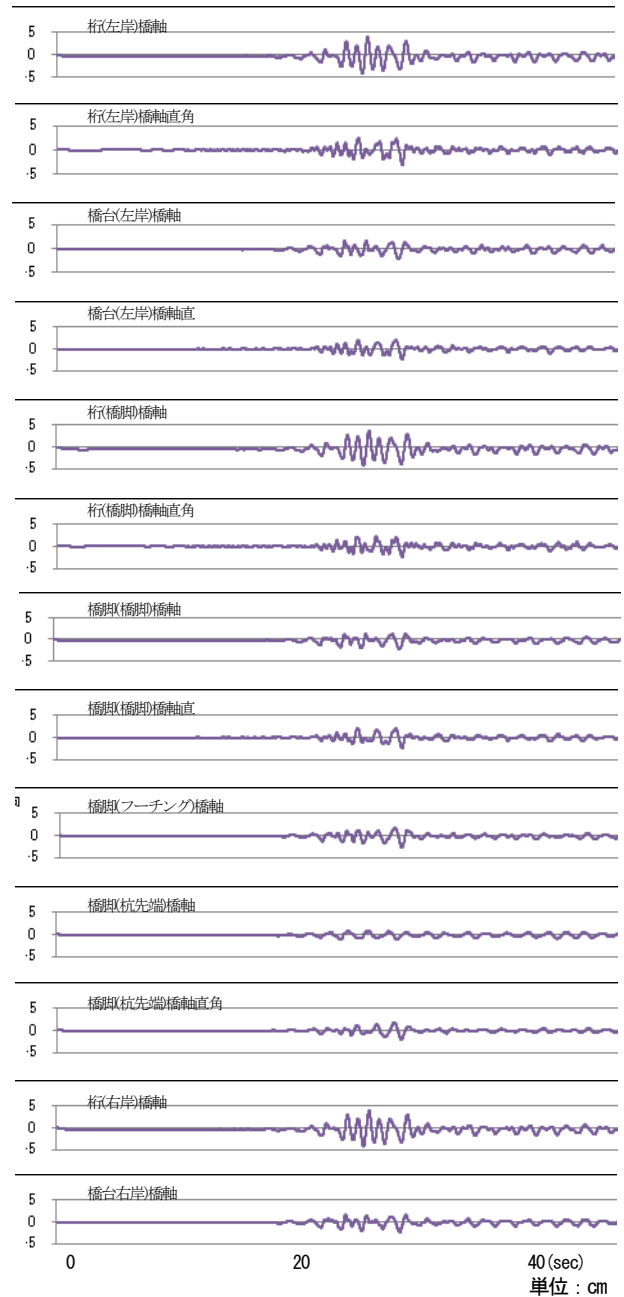


図-7 変位波形

表-3 最大絶対変位表 (単位: cm)

	左岸橋台		橋脚		右岸橋台
	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	橋軸
桁	4.24	3.09	4.33	2.44	4.45
橋台橋脚	2.10	2.37	2.28	2.31	2.26
フーチング	—	—	2.78	—	—
杭先端	—	—	1.09	2.05	—

この結果、桁の回転角波形は図-10 のようになる。ここでは、図-10 のように時計回りを正としている、桁上では反時計回りに多少の回転（一方向に振幅が大きい）があり、斜橋の特性が表れている（図-11）が回転角は最大で $3.5 \times 10^{-4} \text{rad}$ と非常に小さく、桁の回転による影響は少ないと考えられる。

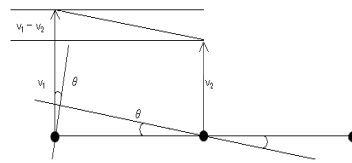


図-9 桁の回転角算出説明図

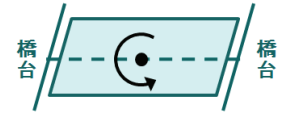


図-11 桁の回転特性

6. 一次元簡易モデルによる構造同定解析

免震支承（高減衰ゴム支承）の最適数値モデルを、観測データに基づいた構造同定解析により求める。

(1) 解析方法

数値モデルは、免震支承の非線形復元力特性を等価線形ばね又は非線形ばねと等価減衰の和で示す。同定解析は、兩岸の橋台と橋脚の天端より上部の観測データを用いる。この場合、隣接して設置されているベルトコンベア橋の影響は考慮しない。また、桁は橋軸直角方向においてストッパーで拘束しているため、橋軸方向の一次元モデルによる解析とする。

運動方程式は、桁全質量 m 、免震支承 1 基当たりの等価減衰係数 c_{eq} と非線形復元力 $R(u)$ を用いれば、式(2)のように表すことができる。

$$m(\ddot{u}_{2U} + \dot{\phi}) + 6c_{eq}(\dot{u}_1 + 2\dot{u}_2 + \dot{u}_3) + 6\{R(u_1) + 2R(u_2) + R(u_3)\} = 0 \quad \dots \text{式(2)}$$

$\dot{\phi}$ は地震加速度、 u_i は橋梁の各測点における相対変位であり、速度 \dot{u}_i 、加速度 \ddot{u}_i とともに既知量である。桁の加速度は、どの観測点においても殆ど同じであったため、桁中央の加速度 \ddot{u}_{2U} を用いた。一元簡易モデルや動方程式の各記号については図-12 に示す構造モデルを参照して、絶対変位と相対変位に区別する。式(2)が成立するような $R(u)$ を時間領域において同定する。また、同定パラメータは誤差の二乗平均値とした。

(2) 等価粘性減衰係数

等価減衰係数 c_{eq} は、等価減衰定数 h を用いて式(3)のようになる。

$$c_{eq} = 2hc_0 m / 24 = 4h\pi f_0 m / 24 \quad \dots \text{式(3)}$$

f_0 は、伝達関数上の卓越振動数より 1.2Hz を用いる。24 基設置されている免震支承は全て同じ復元力特性を有すると仮定し、係数は 1 支承当たり換算している。等価減衰定数 h は、本橋の振動実験結果から $h=0.06$ と

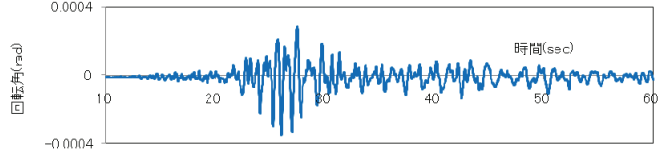


図-10 桁の回転角波形

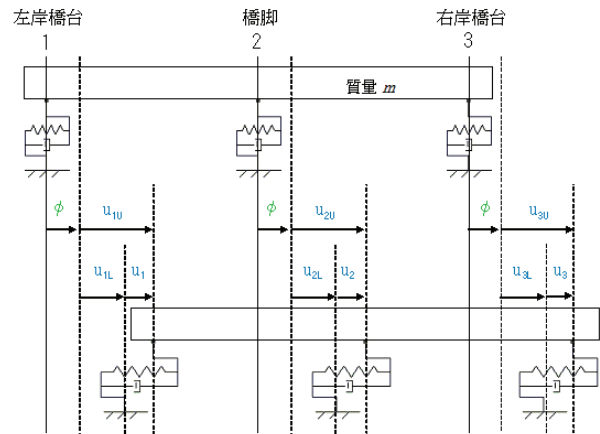


図-12 同定解析一次元モデル

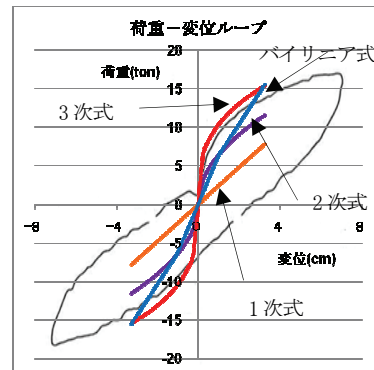


図-13 支承の復元力特性

仮定した。

(3) 復元力特性

免震支承の性能検査で得られた復元力特性と同定解析に用いた 3 次式、2 次式、1 次式、バイリニア型の 4 種類の非線形ばねモデルを図-13 に示す。図-14 に示す同定解析結果の例は、変位 1 cm 時で勾配を変化させたバイリニア型の場合であり、今回の解析の中では、一番良い精度が得られた。性能検査で得られた初期剛性は、First Series（初めて変位を経験するときの勾配）と Second Series（中規模の変位 6~7cm を与えた後の勾配）で異なり、それぞれ 15.0~18.0tf/cm、4.0~4.5 tf/cm であったのに対して、最も精度の良かったバイリニア型

の初期剛性は 6.3tf/cm であった。これは First Series と Second Series の初期剛性の平均値の上限値に相当している。また、バイリニア型の降伏後の剛性は 4.1tf/cm のとき最も良く実測結果と合致したが、これは性能検査で得られた履歴曲線 (図-13) の最大値と最小値を結ぶ直線の勾配約 3.5tf/cm に近い値であった。両者の差は最大変位が約 2 倍違うためであると思われる。2 次式によるモデル化よりも 3 次式によるモデル化の方が近似の程度が良く、殆どバイリニア型と同程度まで精度を高めることができることが分かった。いずれにしても、性能検査による 2 種類の初期勾配から得られる平均的剛性と履歴曲線の頂点を結ぶときの直線の勾配 (剛性) を用いて精度の良いシミュレーション解析が可能であることが分かった。

また、同定解析で得た降伏後の剛性 4.1 tf/cm を用いて、式(4)より固有周期を計算すると約 0.8 sec となり、フーリエスペクトル解析から得られる卓越周期約 0.8 sec と同じ値が得られる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{1584/980}{24 \times 4.1}} \dots\dots\dots \text{式(4)}$$

$$= 0.805(\text{sec})$$

今回は震度法レベル内の挙動に対する検討であったが、実橋においても性能検査結果と殆ど変わらない挙動をすることが確認できたことから、水平保有耐力照査レベルの地震に対しても長周期化による免震効果を期待することができるものと思われる。

(4) 荷重の分担率

橋台 (左岸)、橋脚、橋台 (右岸) 上の支承が受け持つ慣性力波形を 図-15 に示す。

この結果、最大水平荷重の比から分担率を求めると、左岸 : 橋脚 : 右岸 = 1.05 : 1.92 : 1.03 となり、支承の設置数から推測される分担率 (1:2:1) とほぼ同程度であることがわかる。しかし、橋脚の分担率が多少小さく、両橋台が大きいのは、ラーメン橋台と壁式橋脚の剛性の相違、橋台に比較し橋脚の自由度が大きいこと、等が考えられる。

7. まとめ

免震支承を用いた PC 道路橋の地震時挙動に注目し、変形波形、軌跡図および構造同定解析により地震時挙動を検討した。これらの結果をまとめると以下の様になる。

1) 3 箇所桁の変位波形は、振幅・位相ともよく一致しており、桁は一体となって振動している (図-7)。

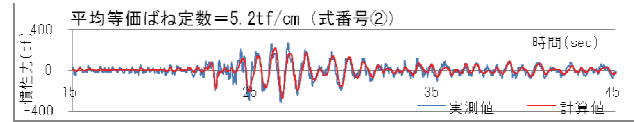


図-14 バイリニア式モデルの同定解析結果

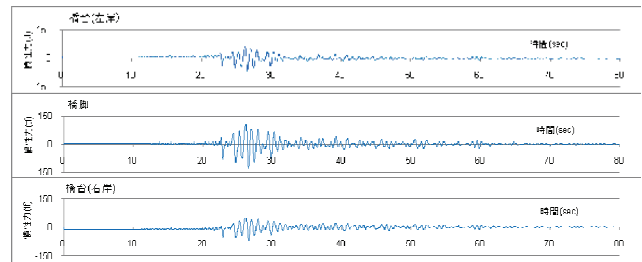


図-15 橋台、橋脚の水平荷重分担

- 2) 杭先端に対し桁は橋軸方向で大きく増幅し、4 倍であるのに対し橋軸直角方向では、1.2 倍であり、免震効果が発揮されている (表-3)。
- 3) 桁の軌跡を橋台 (橋脚) の軌跡で補正すると、斜橋の影響を受けており左岸上と橋脚上で方向性に違いがある (図-8)。
- 4) 斜橋の特性として、最大でも回転角は 3.5×10^{-4} rad と非常に小さいが、回転運動が見られた (図-10)。
- 5) 構造同定解析結果から、最も精度良く実際の地震挙動を表すばね特性をバイリニア型で表すには、性能検査による 2 種類の初期勾配から得られる平均的剛性の上限値を初期剛性とし、降伏後の剛性は履歴曲線の頂点を結ぶときの直線の勾配 (剛性) でモデル化すれば良い (図-13)。
- 6) 上記の降伏後の剛性を用いて卓越周期を計算すると、実際と良く合致する結果となる。
- 7) これは、ほぼ性能検査の通りの復元力が実橋でも得られていることを示しており、現行の性能検査の重要性を確認できた。
- 8) 免震支承の設置数から推測される最大水平荷重の分担率は左岸 : 橋脚 : 右岸で 1.05 : 1.92 : 1.03 であり、基礎形式の剛性の違いが多少荷重分担率に現われる (図-13)。

参考文献

- 1) 伊奈義直、菊地敏男：免震支承を用いた PC 道路橋の地震時挙動、土木学会論文集 A Vol64.No4, pp.778-788, 2008.11
- 2) 安斎清、伊奈義直、榊原直樹：PC 道路橋の免震設計と施工について、土木学会第 47 回年次学術講演会 (平成 4 年 9 月) VI-51, pp.124-125, 1992.
- 3) 伊奈義直、榊原直樹、菊地敏男、後藤洋三：免震 PC 道路橋の設計・施工・振動実験、アーバンインフラテクノロジー会議 第 4 回技術発表論文集, pp.153-161, 1994.10
- 4) 安斎清、菊地敏男、後藤洋三：免震設計された PC 道路橋の振動実験、土木学会第 47 回年次学術講演会 (平成 4 年 9 月) I-283, pp.742-743, 1992.

- 5) 菊地敏男, 樋口俊一, 後藤洋三: 免震橋用ロックオフ機能付き橋台の設計法に関する研究, 大林組技術研究所報 No.47, pp.1-8, 1994.

STRUCTURAL IDENTIFICATION OF BASE-ISOLATED ROAD BRIDGE USING EARTHQUAKE RECORDS

Yoshinao INA, Yasuko NAKATANI and Fumio NAGASIMA

The observation was done to verify the seismic response for PC road bridge of two continuous spans supported high-damping rubber bearings. The effect of the seismic isolation was confirmed by the seismic data analysis including the trace line and the displacement waveforms as a result of twice integrating acceleration wave.

To verify the response at big earthquake, the structural identification was executed by making model with value for the seismic isolation bearings. Therefore, this research was able to verify that there is the influence of skew bridge and the difference of stress distribution ratio for reaction force between each supporting point.