

東北地方太平洋沖地震における東扇島高架橋の地震時挙動

庄司 学¹・藤川 昌也²

¹正会員 筑波大学大学院 システム情報系 准教授 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)
E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

²学生会員 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 (同上)
E-mail: s1320959@u.tsukuba.ac.jp

本研究では、東北地方太平洋沖地震の際に長周期地震動の作用を受けた長周期型橋梁構造物の地震時挙動を分析した。対象橋梁として、設計時において1次固有周期が1.5秒程度の典型的な免震橋である東扇島高架橋を選定した。当該橋梁の地震観測システムによる観測波を用いて、橋桁と橋脚天端の地震応答のフーリエ振幅より伝達関数を求め、免震支承の等価剛性と減衰定数の同定を行った。これらを考慮した3次元フレームモデルにより対象橋梁の地震応答解析を行い、解析値と観測値の比較・検討を行った。

Key Words : *the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake, isolated bridge, system identification, long-period ground motion.*

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震 ($M_w=9.0$) においては、甚大な津波被害とともに地震動による建造物の被害が多数発生した。それらの中でも、長周期地震動による長周期型建造物の被害の報告がなされている。永野ら¹⁾は、東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づき、超高層集合住宅の動特性の評価を行っている。久保ら²⁾は、東北地方太平洋沖地震における超高層建物の観測記録や被害状況と、アンケート調査結果を比較している。1次固有周期が4秒から5秒を越える高層ビルの分析に加え、1次固有周期が7秒超の石油タンクに対する分析³⁾や、吊形式橋梁の地震時応答に関する解析⁴⁾が行われている。さらに、庄司ら⁵⁾は、長周期地震動が影響を与え得る長周期型橋梁の動的応答を解析する上で必要となる長周期地震動の候補を、東北地方太平洋沖地震の際にK-NETとKiK-netで観測された1都14県の506点(1,518成分)の観測記録の中から、それらの速度・変位応答スペクトルの観点から46成分選定している。

上述した長周期型建造物の中には、設計時において1次固有周期が1~2秒程度の免震橋も広い意味で含まれ、それらは高速道路をはじめとした道路網を形成する上で、湾岸部や都市部に多く点在している。しかし、このような免震橋の免震効果を実観測記録において検討することは重要であるが、観測事例が少なく、地震時挙動の

検討が十分に行われているとは言えない。そのような背景においても、吉田ら⁶⁾は、1995年兵庫県南部地震時に松の浜免震橋において観測された実観測記録から上部構造の動特性の同定を行っている。貝戸ら⁷⁾は、1994年から1997年に発生した3つの地震の観測記録を用いて、山上げ大橋に対して、免震支承の動特性の同定を行っている。Chaudhary *et al.*⁸⁾は、免震支承を有する温根沼大橋を対象として、1994年から1995年に発生した4つの実観測記録を用いて免震支承の同定を行い、免震支承の性能評価を行っている。伊奈ら⁹⁾は、福島県内の橋梁を対象とし、1991年から2005年までの地震観測記録を用いて、各観測点の変位波形、軌跡図および構造同定解析により地震時挙動を検討している。このような研究の流れから、東北地方太平洋沖地震での免震橋の観測事例を分析し、地震時の挙動を検討することは重要である。

以上より、本研究では、東北地方太平洋沖地震の際に長周期地震動の作用を受けた、設計時において1次固有周期が1.5秒程度の免震橋の地震時挙動を分析する。当該橋梁における観測波を用いて、橋桁と橋脚天端の応答のフーリエ振幅より伝達関数を求め、免震支承の等価剛性と減衰定数の同定を行う。その同定結果を考慮した3次元フレームモデルにより対象橋梁の地震応答解析を行い、解析値と観測値の比較・検討を行う。

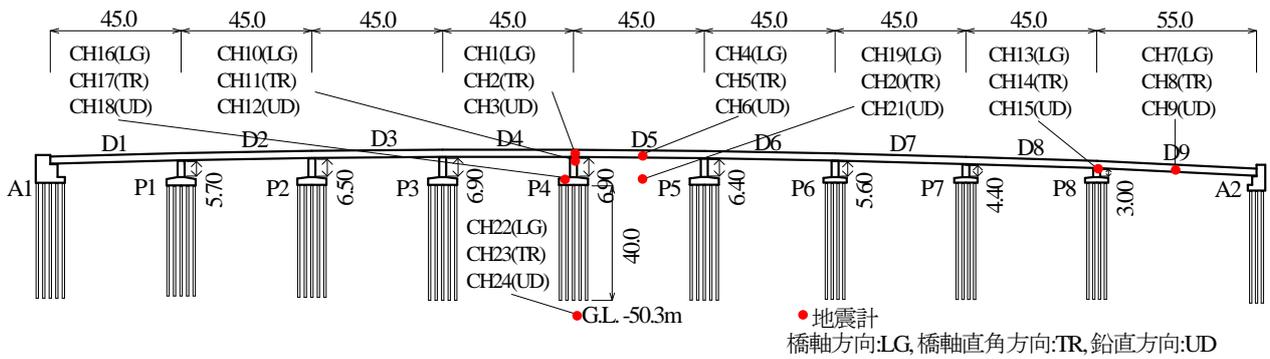


図-1 対象橋梁の全体図 (単位 [m])

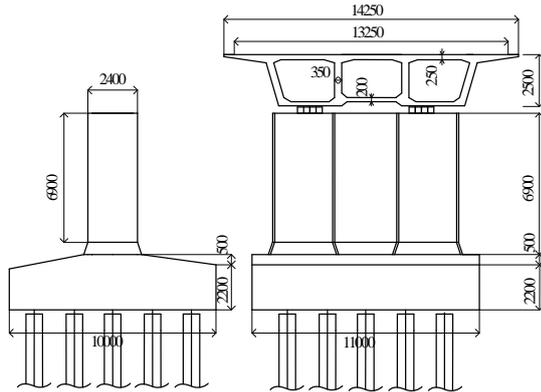


図-2 P4橋脚と上部構造の断面図(単位 [mm])

表-1 対象橋梁の構造諸元¹⁰⁾

橋長	417.6[m] (8×45.0[m]+55.0[m])
有効幅員	14.25[m]
上部構造	9径間連続PC箱桁橋
下部構造	箱式橋台(2基), 壁式橋脚(8基)
基礎構造	鋼管杭(φ=0.8[m]), 杭長40[m](P4橋脚)
免震支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)
地盤種別	Ⅲ種地盤(道路橋示方書 ¹¹⁾)

表-2 免震支承の諸元^{10),12),13)}

断面積 $[m^2]$	1.23 [m]×1.80 [m]=2.21
ゴムのせん断弾性係数 $G [MN/m^2]$	0.98
ゴム総厚 [m]	0.036 [m]×5層=0.18
鉛プラグ面積 $A_p [m^2]$	φ=0.02[m]×4 $A_p=0.126$
ゴムの支圧面積 $A_R [m^2]$	2.09
形状係数 S	9.57
ゴムの圧縮剛性 $K_v [MN/m]$	68.97
ゴムの水平剛性 $K_R [MN/m]$	11.38
鉛の降伏荷重 $Q_d [MN]$	1.05

2. 対象橋梁と実観測記録

(1) 対象橋梁と免震設計

本研究では、免震支承を用いた9径間連続PC箱桁橋である東扇島高架橋を対象とする^{10),12),13)}。

橋梁全体図を図-1に示す。また、対象橋梁の構造諸元を表-1に示す。上部構造は9径間連続PC箱桁であり、下部構造は箱式橋台A1, A2および壁式橋脚P1からP8より構成されている。基礎形式はいずれも鋼管杭である。P4橋脚の断面図を一例として図-2に示す。免震支承は、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)が採用されている。免震支承の橋軸方向には移動制限装置は設けられておらず、橋軸直角方向は鋼製のサイドブロックにより固定されている。ただし、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては、サイドブロックの破壊を許容し、橋軸直角方向も免震化されるものとして設計されている。免震支承の諸元を表-2に示す。表-2には、免震支承1基当たりの数値が示されており、1橋脚上に2基の免震支承が設置されている。なお、表-2に示す諸元を有する免震支承を全橋脚に対して同様に用いている。加えて、免震支承の力学的特性を図-3に示す。図-3には、後述する同定結果の等価剛性と減衰定数を併せて示している。

本橋は、平成2年の道路橋示方書¹⁴⁾に基づき設計され

ている。本橋の架橋地点の地盤は埋め立て地であり、杭長が地表面からおよそ40[m]まで必要となるような軟弱な地盤(Ⅲ種地盤)であるため、無理に長周期化せず、減衰性能の向上によって地震力を低減する考え方に基づいて設計されている。地震時保有水平耐力法レベルの設計水平震度 k_h は0.77である。図-4には設計スペクトルと対象橋梁の観測システムの地表面において観測された地震波の加速度応答スペクトルを併せて示す。ここで、設計スペクトルは平成24年の道路橋示方書(V耐震設計編¹¹⁾)に基づいた、Ⅲ種地盤相当のレベル2地震動のタイプI及びタイプII地震動の加速度応答スペクトルを示している。なお、加速度応答スペクトルを求める際の減衰定数は0.05である。

(2) 実観測記録

図-1に示すように対象橋梁である東扇島高架橋の地震観測システムには、橋梁の動的特性を把握するために以下の通り地震計が設置されている。桁に3箇所(9成分)、橋脚天端に2箇所(6成分)、フーチングに1箇所(3成

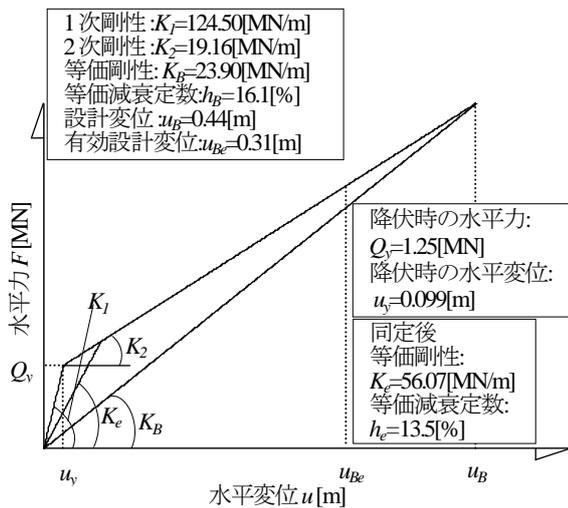


図-3 免震支承の力学的特性

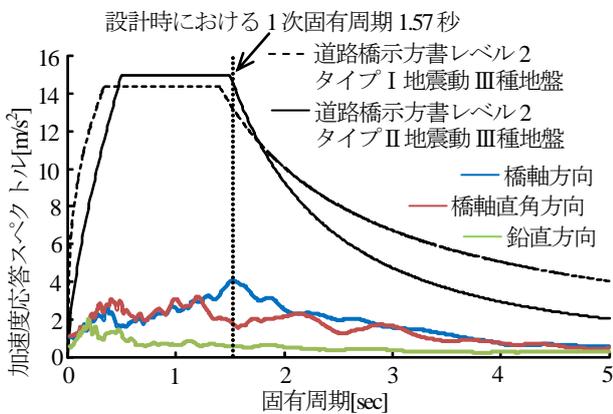


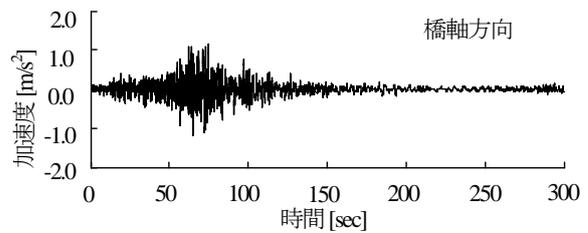
図-4 加速度応答スペクトル (減衰定数0.05の場合)

分), 観測小屋近傍の地表面 (3成分) とG.L.-50.3[m]の地中 (3成分) の2箇所, 変位計をP4橋脚の1箇所 (2成分) に設置し, 合計26成分で観測を行っている。ここで, 東北地方太平洋沖地震の際に地表面, P4橋脚天端と桁内で観測された橋軸方向の地震波を図-5に示す。さらに, P4橋脚の橋軸方向の応答加速度の最大値分布を図-6に示す。P4橋脚の橋軸方向の応答加速度は, 地中から上部構造になるにつれて増幅しているが, 免震支承により桁の加速度が低減され, 橋脚天端相当の応答となっている。

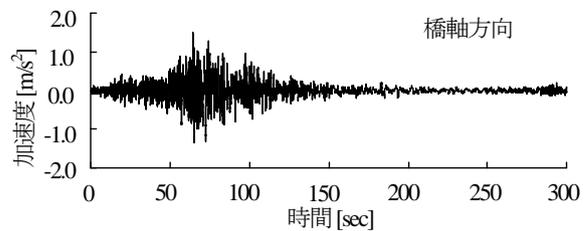
3. 免震支承の動特性の同定及び免震支承のモデル化

(1) 同定方法

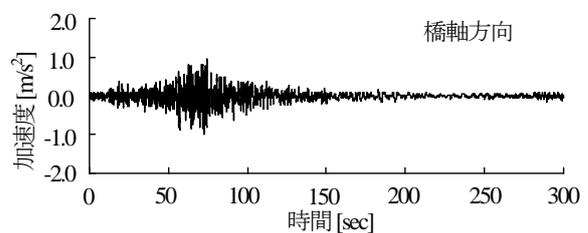
本節では, 文献7)に示された方法に基づき免震支承の等価剛性と減衰定数の同定を行う。東北地方太平洋沖地震の際のP4橋脚天端の観測波を入力データ, P4橋脚上の桁内の観測波を出力データとして, 図-7のような1自由度系モデルに基づき, 同定を行う。その際, 運動方程式は以下のように表わされる。



(i) P4橋脚上の桁内 (CH1)



(ii) P4橋脚天端 (CH10)



(iii) 地表面 (CH19)

図-5 観測記録

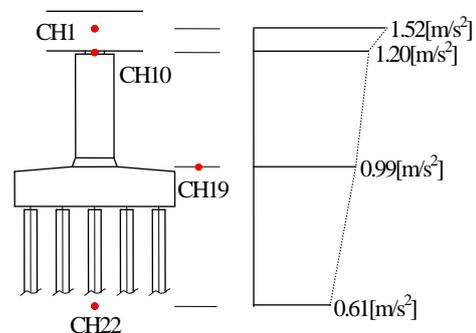


図-6 P4橋脚橋軸方向の応答加速度分布

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = -\ddot{y} \quad (1)$$

ここで, x は桁の相対応答変位, y は橋脚天端での絶対応答変位, ω_0 , ζ は免震支承の固有角振動数, 及び減衰定数である。また, $k=m\omega_0^2$, $c=2m\zeta\omega_0$ である。なお, 同定するパラメータは固有振動数 $f_0(=\omega_0/2\pi)$ および減衰定数 ζ である。

式(1)より, 相対応答加速度 \ddot{x} の入力 \ddot{y} に対する理論的な伝達関数 $H(f)$ は,

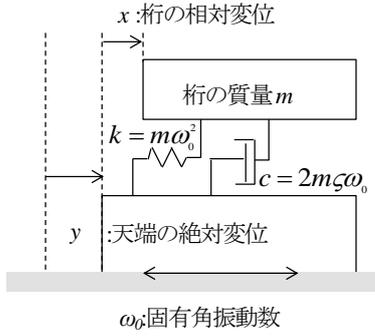


図-7 免震支承の固有振動数と減衰定数の同定のための1自由度系モデル

$$H(f) = \frac{f^2}{-f^2 + 2i\zeta f_0 f + f_0^2} \quad (2)$$

となる。ここで、 i は虚数単位、 f_0 は固有振動数、 f は y が調和外乱の場合の振動数である。

次に、観測波のデータから相対応答加速度 \ddot{x} の入力 \ddot{y} に対して伝達関数 $\bar{H}(f)$ を求める。相対応答加速度 \ddot{x} および入力 \ddot{y} を1区間のデータ数が S 個である N 個の小区間に分割し、分割されたデータのフーリエ変換を求める。小区間の分割方法に関しては、各小区間の自己相関係数を求め、始点のデータと終点のデータが無相関であると判断できる区間になるように設定した。なお、ここでは自己相関係数が0.2以下を無相関であると判断し、1区間のデータ数を $S=1024$ 個と定めた上で、 $S/2=512$ のデータを重複させ、 $N=19$ のデータを作成した。

各小区間のデータにおいて j 番目の振動数は次式で定義される。

$$f_j = \frac{j}{S \cdot \Delta t} \quad (2)$$

ここで、 Δt は時系列データの刻み幅で、ここでは $\Delta t=0.01[\text{sec}]$ である。相対応答加速度 \ddot{x} および入力 \ddot{y} の n 番目の小区間のフーリエ変換をそれぞれ $F_{\ddot{x}}^n$ ($n=1,2,\dots,N$)、 $F_{\ddot{y}}^n$ ($n=1,2,\dots,N$)とすると観測記録に基づいた伝達関数 $\bar{H}(f)$ は次式のようになる。

$$\bar{H}(f_j) = \frac{\sum_{n=1}^N |F_{\ddot{x}}^n(f_j) \cdot F_{\ddot{y}}^n(f_j)^*|}{\sum_{n=1}^N |F_{\ddot{y}}^n(f_j)|^2} \quad (3)$$

なお、 $F_{\ddot{y}}^n(f)^*$ は $F_{\ddot{y}}^n(f)$ の複素共役である。次にBootstrap法の考え方に基づき、 $F_{\ddot{x}}^n(f)$ と $F_{\ddot{y}}^n(f)$ のサン

表-3 免震支承の固有振動数と減衰定数の同定結果

	$f_0[\text{Hz}]$	ζ
期待値	1.358	0.135
標準偏差	0.118	0.060
変動係数	0.087	0.441
99%信頼限界下限	1.351	0.131
99%信頼限界上限	1.364	0.138

プルを乱数により擬似的に等しい確率で抽出し、 B 個のサンプル $F_{\ddot{x}}^{bn}(f)$ 、 $F_{\ddot{y}}^{bn}(f)$ ($b=1,2,\dots,B$)を作成する。このサンプルを $F_{\ddot{x}}^n(f)$ 、 $F_{\ddot{y}}^n(f)$ の代わりに式(3)に代入すると次のようになる。

$$\bar{H}^b(f_j) = \frac{\sum_{n=1}^N |F_{\ddot{x}}^{bn}(f_j) \cdot F_{\ddot{y}}^{bn}(f_j)^*|}{\sum_{n=1}^N |F_{\ddot{y}}^{bn}(f_j)|^2} \quad (4)$$

本研究では上記の $\bar{H}^b(f_j)$ の擬似サンプル(標本)に対して、次式で与えられる評価関数 E が最小になるように固有振動数 f_0^b および減衰定数 ζ^b を標本の数だけ求める。

$$E = \frac{1}{2f_j} \left\{ \left[|H(f_{j_l})| - |\bar{H}^b(f_{j_l})| \right]^2 + 2 \sum_{j=j_l+1}^{j_u-1} \left[|H(f_j)| - |\bar{H}^b(f_j)| \right]^2 + \left[|H(f_{j_u})| - |\bar{H}^b(f_{j_u})| \right]^2 \right\} \quad (5)$$

ここで、 E を評価する振動数 f の下限値を $j_l=0.49[\text{Hz}]$ 、上限値を $j_u=4.98[\text{Hz}]$ とし、したがって $l=5$ 、 $u=51$ となる。

上記の方法により標本 f_0^b および ζ^b から同定された母集団の期待値 μ_{f_0} 及び μ_{ζ} と、それらの標準偏差、変動係数および99%信頼性区間をそれぞれ求める。なお、解析で使用する入力及び出力の観測波のデータに対して10[Hz]のローパスフィルターのフィルター処理を行っている。

(2) 同定結果及び免震支承のモデル化

表-3には、同定された免震支承の固有振動数 f_0 と減衰定数 ζ 、及びそれらの標準偏差、変動係数、99%信頼区間を示す。また、図-8には標本 f_0^b と ζ^b のヒストグラムをそれぞれ示す。同定された固有振動数 f_0 は1.358[Hz]となり、減衰定数 ζ は0.135となった。

さらに、次式を用いて免震支承の等価剛性 K_e を算出する。

$$K_e = m\omega_0^2 = 4\pi^2 m f_0^2 \quad (6)$$

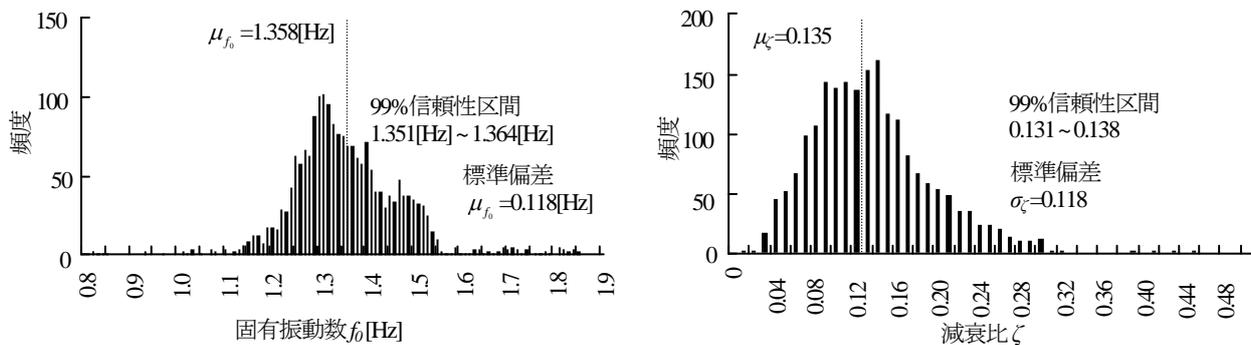


図-8 同定された固有振動数と減衰比のヒストグラム

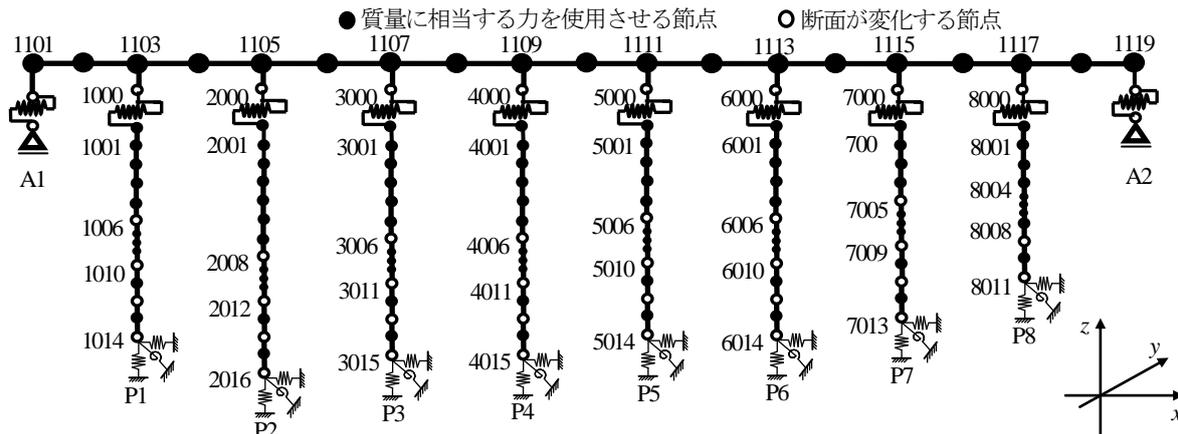


図-9 対象橋梁の3次元フレームモデル

ここで、 m はP4橋脚上の桁の質量であるが、文献10)より 7.71×10^5 [kg] とし算出した結果、等価剛性 K_e は 56.07 [MN/m] となった。前述した図-3には、同定された免震支承の等価剛性を示す。同定された免震支承の等価剛性は、設計時の等価剛性の2.35倍大きな値となった。図-4に示す通り、構造物に入力された地震のエネルギーが小さいために、免震支承は降伏点を越えた近傍でしか応答していないと考えられる。

4. モデルの再現性の検討

(1) モデル化の方法及び解析条件

対象橋梁の3次元フレームモデルを図-9に示す。免震支承については第3章の等価剛性 $K_e = 56.07$ [MN/m]、減衰定数 $\zeta = 0.135$ のばね及びダッシュポッドでモデル化する。上部構造は図-9に示すような線形梁要素でモデル化した。それらのヤング率は 2.45×10^4 [MN/m²]、せん断弾性係数は 1.07×10^4 [MN/m²] と設定した。また、図-2に示す断面図より、上部構造の橋長1m当たりの等分布重量 W_d を 269.37 [kN/m] と求め、複雑な梁要素分割は避け、1径間当たり2分割とした。その際、1径間当たりの重量の2分の1を径間中央に付与し、両端に重量の4分の1

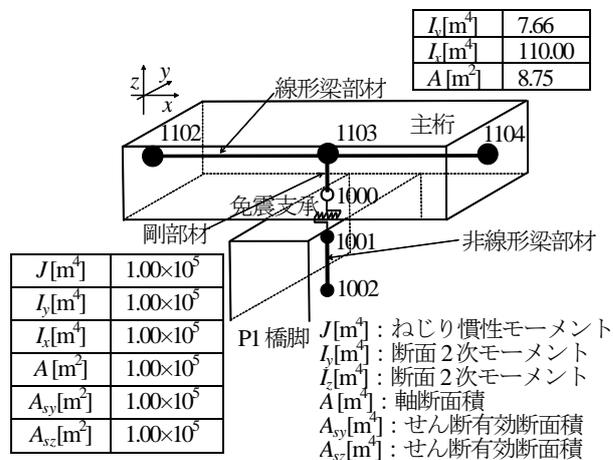


図-10 上部構造のモデル化

ずつをそれぞれ付与した。境界条件に関しては、主桁の両端部において、橋軸方向の並進および橋軸直角方向の回転を自由とし、その他の並進と回転の方向は固定とした。さらに、橋台A1、A2と地盤面の境界条件は固定とした。また、免震支承と主桁の接合部に関するモデル化については、図-10に示すように例えば、節点1000番から1103番の部材を剛部材とし、剛部材の剛性は他の部材の3乗から4乗程度の剛性となるように部材断面定数を設定した。

下部構造のモデル化に関しては、橋脚断面図及び断面

表-4 P4橋脚における断面曲げモーメント-曲率関係

橋脚水平方向								
断面	節点番号	作用軸力N [MN]	ひび割れ時曲げ モーメント M_c [MN・m]	ひび割れ時 曲率 ϕ_c [1/m×10 ⁵]	降伏時曲げ モーメント M_y [MN・m]	降伏時 曲率 ϕ_y [1/m×10 ⁴]	終局時曲げ モーメント M_u [MN・m]	終局時 曲率 ϕ_u [1/m×10 ²]
1	4001-4002	12.36	25.43	8.26	35.52	9.01	40.73	4.12
2	4002-4003	12.95	25.68	8.34	36.08	9.04	41.55	3.97
3	4003-4004	13.56	26.73	8.40	51.81	9.37	58.12	3.81
4	4004-4005	14.21	27.03	8.50	52.45	9.40	59.05	3.66
5	4005-4006	14.85	27.33	8.59	53.09	9.43	59.99	3.52
6	4006-4007	15.46	27.61	8.68	53.68	9.46	60.86	3.40
7	4007-4008	15.46	31.94	7.18	56.53	8.06	60.59	2.59
8	4008-4009	15.61	32.01	7.19	56.69	8.07	60.75	2.59
9	4009-4010	15.71	32.05	7.20	56.79	8.07	60.86	2.59
10	4010-4011	15.85	32.12	7.22	56.95	8.08	61.02	2.58
橋脚直角方向								
断面	節点番号	作用軸力N [MN]	ひび割れ時曲げ モーメント M_c [MN・m]	ひび割れ時 曲率 ϕ_c [1/m×10 ⁵]	降伏時曲げ モーメント M_y [MN・m]	降伏時 曲率 ϕ_y [1/m×10 ⁴]	終局時曲げ モーメント M_u [MN・m]	終局時 曲率 ϕ_u [1/m×10 ²]
1	4001-4002	12.39	78.76	2.20	99.12	2.39	135.23	8.28
2	4002-4003	12.95	79.54	2.22	101.01	2.40	137.39	8.13
3	4003-4004	13.56	80.12	2.24	130.46	2.47	193.16	5.64
4	4004-4005	14.21	81.02	2.27	132.53	2.48	195.50	5.56
5	4005-4006	14.85	79.60	2.23	134.59	2.49	197.84	5.48
6	4006-4007	15.46	80.35	2.25	136.53	2.50	200.04	5.42
7	4007-4008	15.46	101.46	2.14	148.82	2.33	220.64	5.98
8	4008-4009	15.61	101.68	2.14	149.32	2.33	221.20	5.96
9	4009-4010	15.71	101.83	2.14	149.65	2.33	221.58	5.95
10	4010-4011	15.85	102.05	2.15	150.14	2.34	222.14	5.94

配筋図より、橋脚単位高さ 1m 当たりの重量 W_p を 24.5[MN/m]と設定した。橋台のモデル化については、橋台と地盤は一体とし、免震支承を有する固定点とした。橋脚のモデル化については、曲げ、せん断、軸力に抵抗する梁部材としてモデル化する。橋脚の柱部は材料非線形性を考慮するため、ひび割れ点、降伏点及び終局点を包絡するトリリニア型モデルでモデル化し、内部曲線は剛性低下率を表す $\gamma=0.50$ の Takeda モデル¹⁶⁾でモデル化した。また、橋脚のフーチングは、線形梁要素としてモデル化した。

橋脚の節点の分割については、橋脚基部から0.6[m]までを塑性ヒンジ区間と定め、4分割する。橋脚天端から塑性ヒンジ区間までの各部材の質量は、断面図より部材の高さを算出し、橋脚単位高さ1m当たりの重量 W_p を求め、それぞれの節点の両端に2分の1ずつ付与した。本橋では、フーチングは橋脚より剛性が高く、ほぼ剛体振動すると考えられることから、それらを構成する2部材の重量をそれぞれ求め、それらを各部材の中央の節点に集中質量として付与した。また、断面が変化する節点には質量は付与していない。ここで、P4橋脚の曲げモーメント-曲率関係を表-4に示す。なお、上述した下部構造の質量の算定は、文献15)を参考に行った。

杭基礎については、地盤特性を考慮した連成ばねでモデル化した。本解析での杭基礎のモデル化では、フーチング底面位置における線形ばね要素でモデル化し、文献17)に基づき、P1からP8橋脚基礎に対してそれぞれのば

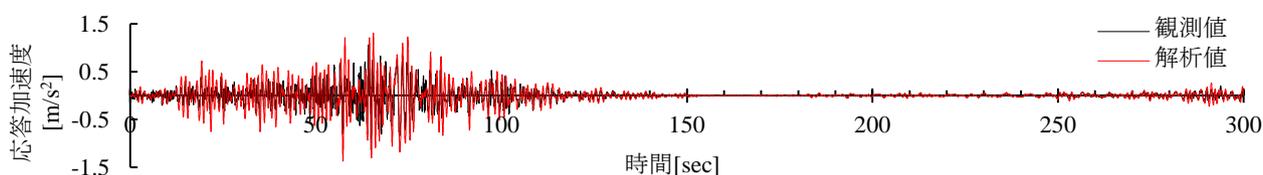
ね定数を求めた。

固有値解析を行った結果を表-5に示す。なお、固有値解析に際しては、第2章で述べた免震支承の橋軸直角方向の拘束条件は考慮していない。橋軸方向に対しては、固有周期が 1.06 秒となる 1次モードが卓越しており、それは桁の水平並進振動を示す。橋軸直角方向に対しては 2次モード (0.97 秒) 及び 4次モード (0.67 秒) が卓越しており、それらは桁の曲げ振動 (対称) を示す。鉛直方向に対しては、5次モード (0.64 秒) 及び 17次モード (0.24 秒) が卓越しており、桁の縦振動 (対称) を示している。1次モードの有効質量比 (x 方向) は 68%を越えている。2次モードでは有効質量比 (y 方向) が 44%を越え、17次モードでは有効質量比 (z 方向) が 24%を越えるが、動的応答は 1及び2次モードに支配される。

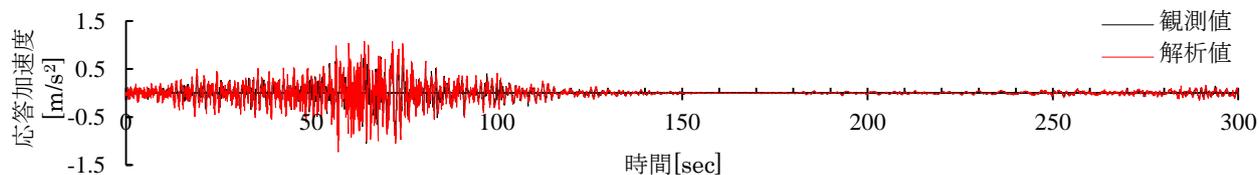
解析条件として数値積分には、ニューマーク β 法($\beta=0.25$)を用い、積分時間間隔は0.01秒とした。また、各構造要素の粘性減衰定数としては桁、橋脚及び剛部材は 0.02、基礎は0.20と仮定した上で、同定された免震支承の等価減衰定数は0.135とし、ひずみ比例型減衰の考え方にに基づき、モード減衰を算定した上で、運動方程式の減衰マトリックスをレーレー減衰としてモデル化を行った。レーレー減衰の定数 α_0 , α_1 については、固有値解析の結果から1次と20次のモード減衰定数と固有振動数を $\alpha_0=0.359$, $\alpha_1=0.011$ と算出した。

表-5 固有振動特性

次数 p	減衰定数	固有振動数 [Hz]	固有角振動数 [rad/s]	固有周期 [sec]	有効質量比 (x方向)	有効質量比 (y方向)	有効質量比 (z方向)
1	0.146	0.94	5.93	1.06	68.1164%	0.0000%	0.0003%
2	0.130	1.03	6.49	0.97	0.0000%	44.9755%	0.0000%
3	0.108	1.16	7.26	0.87	0.0000%	0.0000%	0.0000%
4	0.073	1.49	9.33	0.67	0.0000%	8.5888%	0.0000%
5	0.021	1.58	9.90	0.64	0.0152%	0.0000%	2.3603%
6	0.021	2.03	12.72	0.49	0.0016%	0.0000%	0.1017%
7	0.048	2.05	12.88	0.49	0.0000%	0.0007%	0.0000%
8	0.020	2.18	13.69	0.46	0.0003%	0.0000%	0.7048%
9	0.020	2.44	15.32	0.41	0.0009%	0.0000%	0.0003%
10	0.020	2.76	17.33	0.36	0.0000%	0.0000%	1.3460%
11	0.035	2.83	17.75	0.35	0.0000%	3.4484%	0.0000%
12	0.020	3.10	19.46	0.32	0.0004%	0.0000%	0.0011%
13	0.021	3.41	21.44	0.29	0.0096%	0.0000%	2.9094%
14	0.032	3.50	21.97	0.29	0.0995%	0.0000%	0.1611%
15	0.020	3.69	23.17	0.27	0.0001%	0.0000%	0.0006%
16	0.028	3.78	23.75	0.26	0.0000%	0.0007%	0.0000%
17	0.020	3.87	24.30	0.26	0.0009%	0.0000%	24.6761%
18	0.178	4.56	28.61	0.22	1.2691%	0.0000%	0.0000%
19	0.178	4.56	28.65	0.22	2.0875%	0.0000%	0.0001%
20	0.177	4.63	29.09	0.22	3.2117%	0.0000%	0.0007%

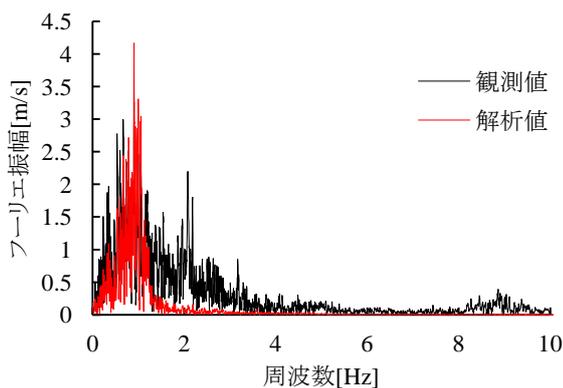


(i) 橋脚上の桁内

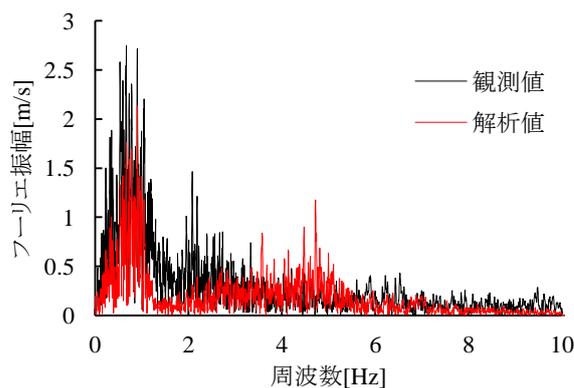


(ii) 橋脚天端

図-11 P4橋脚上の桁内及び橋脚天端の応答加速度



(i) 橋脚上の桁内



(ii) 橋脚天端

図-12 P4橋脚上の桁内及び橋脚天端のフーリエスペクトル

(2) モデルに基づいて求められた解析結果の妥当性

図-11 は、P4 橋脚上の桁内及び P4 橋脚天端の橋軸方向の応答加速度について観測値と解析値を比較した結果である。さらに、それぞれのフーリエスペクトルを図-12に示す。

ここでは、前述したように 1 次モードである橋軸方向の並進振動が振動モードの中で支配的となるため、橋軸方向の観測値と解析値に焦点を当てて考察を行う。まず、P4 橋脚上の桁内の応答加速度の時系列に着目すると、観測値と解析値において、波形の振幅と位相は調和的に

一致している。しかし、最大値を比較すると観測値が $1.13[\text{m/s}^2]$ 、解析値が $1.37[\text{m/s}^2]$ と解析値が観測値の 1.21 倍大きい結果となった。フーリエスペクトルで比較すると、観測値は $0.90[\text{Hz}]$ でピークとなり、解析値のピークも $0.90[\text{Hz}]$ となり、両者は一致する。このピークは、免震支承の並進振動による桁の運動を表していると考えられる。一方で、観測値では $0.90[\text{Hz}]$ 以降の $2.08[\text{Hz}]$ および $3.17[\text{Hz}]$ でフーリエ振幅の卓越がみられるが、解析値はそれらの振動数領域で小さな値を示している。表-5 より、 $2.08[\text{Hz}]$ 付近の 7 次モード、 $3.17[\text{Hz}]$ 付近の 12 次モードの有効質量比は全方向においてほぼ 0.0% を示している。そのため、高次モードによる振動を解析モデルが適切に再現できていない可能性がある。

次に、P4 橋脚天端の応答加速度の時系列に着目すると、観測値の最大値は $1.05[\text{m/s}^2]$ 、解析値では $1.23[\text{m/s}^2]$ であり、解析値が観測値の 1.17 倍となるが、波形の振幅と位相は調和的に一致している。フーリエスペクトルに着目すると、観測値は $0.67[\text{Hz}]$ でピークとなり、一方、解析値のピークは $0.90[\text{Hz}]$ でそれらは一致していない。しかし、 $0.90[\text{Hz}]$ において観測値のフーリエ振幅の値はやや減少するが、上記の解析値を示す振動数のピークと一致する。さらに、観測値では $0.90[\text{Hz}]$ よりも低い振動数領域である $0.35[\text{Hz}]$ においてフーリエ振幅が大きくなり、逆に $0.90[\text{Hz}]$ よりも高い振動数領域の $2.08[\text{Hz}]$ 、 $2.54[\text{Hz}]$ および $6.22[\text{Hz}]$ においてもフーリエ振幅は大きくなる。しかし、それらの振動数領域において、解析値のフーリエ振幅は小さな値を示している。上述した傾向においては、低振動数領域における観測値と解析値のピークは一致しているが、さらに低い低振動数領域や $2.00[\text{Hz}]$ 以降の高振動数領域における 2 番目のピークが解析値では正確に再現できていない。これは、橋脚基部の耐震補強効果を適切にモデル化できていないためと考えられる。以上より、第 3 章で同定された免震支承の固有振動数と減衰定数を考慮した解析モデルにおいて、低い振動数領域では 1 次の振動モードを適切に再現できているが、高次の振動モードについては再現されていない。

5. 結論

本研究では、東北地方太平洋沖地震の際に長周期地震動の作用を受けた長周期型橋梁構造物である免震橋を対象に地震時応答を分析した。当該橋梁の桁内と橋脚天端の観測波を用いて、免震支承の等価剛性と減衰定数の動特性の同定を行った。同定結果を考慮した 3 次元フレームモデルで解析を行い、橋脚上の桁内と橋脚天端の観測値と解析値の比較・検討を行った。

(1) 同定された免震支承の等価剛性は $56.07[\text{MN/m}]$ と設計時における等価剛性の 2.75 倍となった。これは、本免震橋に入力された長周期地震動のエネルギーが小さく、免震支承が降伏点を越えた近傍でしか応答していないためと考えられる。

(2) 本免震橋の中の代表的な P4 橋脚上の桁内及び P4 橋脚天端橋軸方向の応答加速度については、解析値と観測値ともに波形の振幅と位相が調和的に一致していることを確認した。

(3) 免震支承の固有振動数と減衰定数を考慮した解析モデルにおいて、振動数領域では 1 次の振動モードを適切に再現できているが、高次の振動モードについては十分な再現性が確保されていない。

(4) 東北地方太平洋沖地震で観測された長周期地震動は、解析対象とした長周期型橋梁構造物の一例である本免震橋の応答には大きな影響を与えなかった。

謝辞：首都高速道路株式会社技術部技術推進グループの皆様方には、共同研究のもと、東北地方太平洋沖地震の際に観測された地震動データや東扇島高架橋に関する貴重な資料を頂きました。また、元筑波大学大学院の門真太郎氏に研究の協力をして頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦, 渡辺一弘: 2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく超高層集合住宅の動特性評価, 日本地震工学会大会 2011 概要集, pp.32-33, 2011.11.
- 2) 久保智弘, 久田嘉章, 相澤幸治, 大宮憲司, 小泉秀斗: 2011 年東日本大震災における新宿駅西口・超高層建物のアンケート調査 (その 1) 工学院大学新宿校舎における揺れとアンケート震度調査, 日本地震工学会大会 2011 概要集, pp.36-37, 2011.11.
- 3) Shiratori, M.: Damages of machines and structures in Great East Japan earthquake and lessons from the disaster, *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, pp.138-155, 2012.3.
- 4) 例えば, 高木剛太郎, 藤野陽三, Siringoringo, D., 水谷司: 東北地方太平洋沖地震においてみられた横浜ベイブリッジの主塔主桁間の衝突とその再現による動的特性の解明, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, I-166, pp.331-332, 2013.9.
- 5) 庄司学, 門真太郎, 韓強: 2011 年東北地方太平洋地震で観測された長周期地震動が長周期構造物の震動制御に与える影響, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 4 号 (特集号), pp.414-431, 2012.
- 6) 吉田純司, 阿部雅人, 藤野陽三: 兵庫県南部地震における阪神高速松の浜免震橋の地震時挙動, 土木学会論文集, No.626I-48, pp.37-50, 1999.7.
- 7) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用, 構造工

- 学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.701-712, 1999.
- 8) Chaudhary, M. T. A., Abe, M. and Fujino, Y. : Investigation of atypical seismic response of a base-isolated bridge, *Engineering Structures*, Vol.24, pp.945-953, 2002.
 - 9) 伊奈義直, 菊池敏男: 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, Vol.64, No.4, pp.778-788, 2008.11.
 - 10) 鹿内茂美, 御嶽謙, 藤原保久: 東扇島高架橋(仮称)の設計と施工-9 径間連続 PC 箱桁橋の免震設計と施工-, 土木技術, Vol.48, No.8, pp.62-69, 1993.
 - 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計, 2012.3.
 - 12) 大崎弘, 吉田均, 藤原保久: 東扇島高架橋(仮称)の設計と施工, プレストレストコンクリート, Vol.36, No.5, pp.34-40, 1994.
 - 13) 中川誠志: 国内最長の PC 免震多径間連続橋(東扇島高架橋-仮称)について, 橋梁と基礎, Vol.30, No.9, pp.4-9, 1994.
 - 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計, 1990.2.
 - 15) 社団法人日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
 - 16) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol.96, No.12, pp.2557-2573, 1970.12.
 - 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, 2012.3.

SEISMIC PERFORMANCE OF AN ISOLATED BRIDGE DURING THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Gaku SHOJI and Masaya FUJIKAWA

We clarify seismic performance of an isolated bridge structure subjected to extreme ground motions during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake by carrying out nonlinear dynamic response analysis. Typical isolated bridge with a 1st natural period of more than 1.0sec located at Tokyo bay area is selected for analysis. The stiffness and damping coefficients of isolators installed in the bridge are identified by analyzing the transfer functions computed by the data of Fourier amplitudes for observed response data of decks and pier tops. Seismic responses of the bridge are clarified by comparing the simulated responses and observed ones based on identified equivalent stiffness and damping ratio of isolators.