

十勝大橋地震観測に基づく PC 斜張橋動的解析における減衰定数の設定法に関する考察

Study on evaluation of damping in dynamic response analysis of cable-stayed bridges
based on earthquake observation in Tokachi Bridge

新原雄二* 池田憲二** 日紫喜剛啓*** 河野哲也* 山野辺慎一****
Yuji Niihara Kenji Ikeda Yoshihiro Hishiki Tetsuya Kohno Shinichi Yamanobe

*工修 研究員 鹿島建設(株)技術研究所土木技術研究部 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

**室長 北海道開発局開発土木研究所構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3)

***工修 グループ長 鹿島建設(株)技術研究所土木技術研究部 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

****工修 設計長 鹿島建設(株)土木設計本部第二設計部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

In this study, the evaluation of damping factor in the dynamic response analysis of PC cable-stayed bridges was investigated using the earthquake observation records of the Tokachi Bridge. Dynamic response analyses are commonly used in the seismic design of PC cable-stayed bridge, so the evaluation of damping is very important. The authors tried to simulate the actual response of the Tokachi Bridge during the earthquake and discussed the modeling of damping in the dynamic response analysis. The results showed the damping factors of the superstructures was smaller than those expected in the seismic design. And the soil dashpot which introduces the radiation damping of surrounding ground and the friction damping caused in the movable supports had significantly important role in the response analysis of the cable-stayed bridge.

Keywords: PC cable-stayed bridge, seismic design, damping factor, earthquake observation, Tokachi Bridge

1. はじめに

兵庫県南部地震における道路橋の被災を踏まえて、平成 8 年に改訂された道路橋示方書¹⁾では地震時保有水平耐力法が耐震設計として位置づけられるとともに、斜張橋のように地震時の挙動が複雑な橋梁については動的解析で耐震設計を行うこととなった。近年、コンクリート部材や地盤などの非線形を考慮できる動的解析ツールが整備されつつあること、また、性能照査型設計への移行に伴い、非線形以降の応答評価が重要になることから、橋梁の耐震設計においては動的解析が主流になっていくものと予想される。

動的解析における入力と応答の関係は振動数と減衰定数の関数である動的応答倍率で結びつけられるが、その増幅率は減衰定数の影響が大きく、減衰の評価が動的解析を行う上で極めて重要であることはいままでもない。道路橋示方書では、各部材ごとに等価減衰定数を与えて、ひずみエネルギー比例型減衰を仮定して各振動モードの減衰定数を評価している。コンクリート部材に対しては 3%の減衰を与えており、PC 斜張橋のモード減衰は概ね 3%前後、地盤バネの影響が大きいモードではそれ以上の値になる。一方、斜張橋の減衰については、近年、多数

の振動実験データが蓄積されてきたこともあり、減衰定数の統計的な研究も行われている^{2) 3) 4)}。それらによると、振動実験で得られる PC 斜張橋の減衰定数は 3%になることは少なく、ほとんどの場合、1%前後、あるいはそれ以下である。一般に、地震時の上部構造の応答は、振動実験の振幅レベルに比べてはるかに大きく、そのため構造部材の履歴減衰や支承の摩擦減衰、地盤の逸散減衰などが寄与すると考えられているが、もしこれらの減衰の影響が大きいならば、動的解析においてはそれらを適切に考慮しなければならないと考えられる。

このような斜張橋の地震時における減衰の評価は振動実験だけでは必ずしも十分ではないことから、地震観測データなどを用いて、実際の地震時挙動を詳細に検討する必要があると思われる。これまでに、地震観測データをもとに斜張橋の地震時挙動を研究した例として、Kawashima ら⁵⁾、稲富ら⁶⁾、Ganev ら⁷⁾、吉澤ら⁸⁾の研究がある。このうち、Kawashima らは千葉県東方沖地震による水郷大橋(鋼斜張橋)の観測記録から、橋脚天端の加速度波形を入力として上部構造の応答解析を行った結果、減衰定数として、面内モードについては 5%、独立 1 本柱の面外モードに対しては 0~1%という減衰定数を得ている。また、稲富らは 1993 年釧路沖地震に

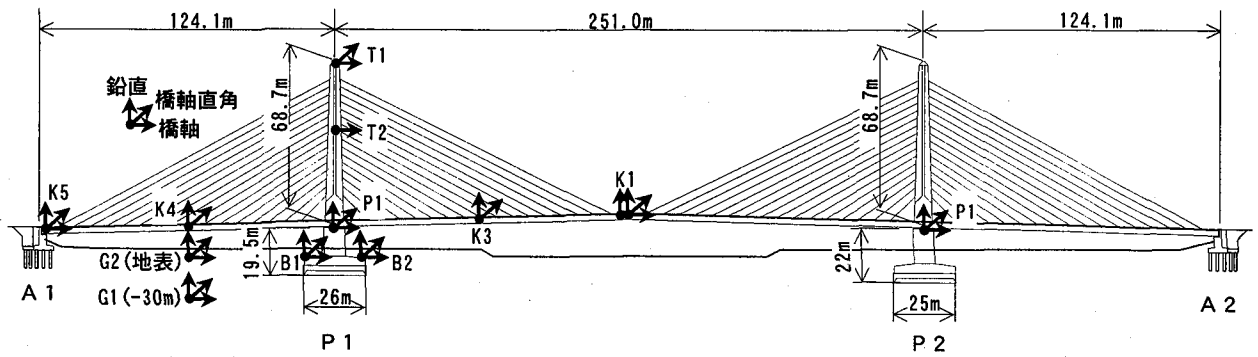


図-1 十勝大橋における地震計設置位置

よる青森ベイブリッジ（PC斜張橋）の地震観測記録を用いて同様の解析を行い、面内モードに関して2%程度の減衰が妥当としている。これらの研究は、面内モードの減衰定数が振動実験で得られる減衰よりも大きいことを示したものである。

今後、動的解析が耐震設計の重要なツールとなることから、動的解析を用いた斜張橋の耐震設計においては減衰定数の評価が極めて重要になるとと思われる。そこで、本研究では、十勝大橋の地震観測記録のシミュレーション解析を基に、斜張橋の動的解析における減衰定数の設定方法について、上部構造の減衰の与え方、地盤の逸散減衰や支承摩擦の影響に着目して検討を行ったものである。なお、本研究の対象とする地震記録は1999年5月13日に発生した地震によるものであるが、この地震によってコンクリート部材にひび割れ等は生じておらず、したがって、本研究は弾性範囲内におけるPC斜張橋の地震時挙動を対象としたものである。

2. 十勝大橋の概要と1999年5月13日の地震

2.1 十勝大橋の概要と地震観測システム

十勝大橋は北海道の帯広市に建設された橋長501m、中央径間251mの我が国最大級の3径間連続PC斜張橋である。主桁は広幅員（32.8m）の4室箱桁断面、主塔は独立1本柱形式で、基礎はニューマチックケーソン工法による直接基礎である。また、P1、P2橋脚、A1、A2橋台において主桁は可動支承により支持されている。

地震活動度の高い北海道東部に位置することから、本橋の耐震設計は平成2年の道路橋示方書に従った2段階設計がなされている⁹⁾。すなわち、震度法相当の地震力（L1過程）に対しては応答スペクトル法による断面力の照査を、また、海洋プレート型地震を想定した地震時保有水平耐力法相当の地震力（L2過程）に対しては非線形時刻歴解析法によるじん性率の照査を行い、耐震性が確認されている。また、本橋では、施工時から地震観測が開始され、張出し施工時の地震時挙動¹⁰⁾や1994年北海道東方沖地震の際の挙動¹¹⁾を検討するとともに、起振機を用いた振動実験¹²⁾も行われている。

表-1 1999年5月13日の観測地震の概要

発生日時	1999年5月13日2時58分
震源位置	釧路支庁中南部、 北緯42°57'、東経143°55'
震源深さ	104km
地震規模	M6.4
震度	4：帯広、釧路など

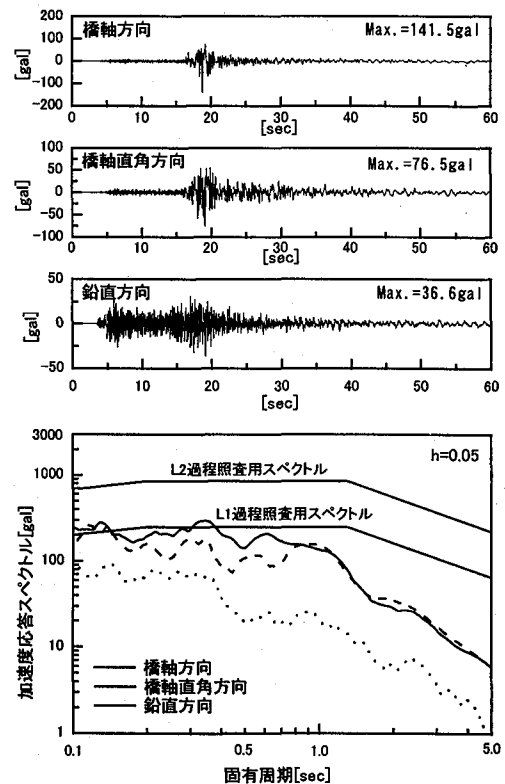


図-2 地表の加速度計G2における観測記録

十勝大橋の地震計の設置位置を図-1に示す。地震計（加速度計）は、地盤に6成分、フーチングに6成分、橋脚塔端に6成分、主桁に11成分、主塔に3成分、ケーブルに6成分の合計38成分が設置されている。サンプリング周波数は1kHzで、プレトリガー部分を含めて120秒間のデータの収録を行っており、収録されたデータはISDN回線を通じて開発土木研究所に転送され解析される¹³⁾。なお、本研究では、収録された時刻歴データを10点ごとにサンプリングして、サンプリング周波数100Hz（ $\Delta t=0.01\text{sec}$ ）として解析している。

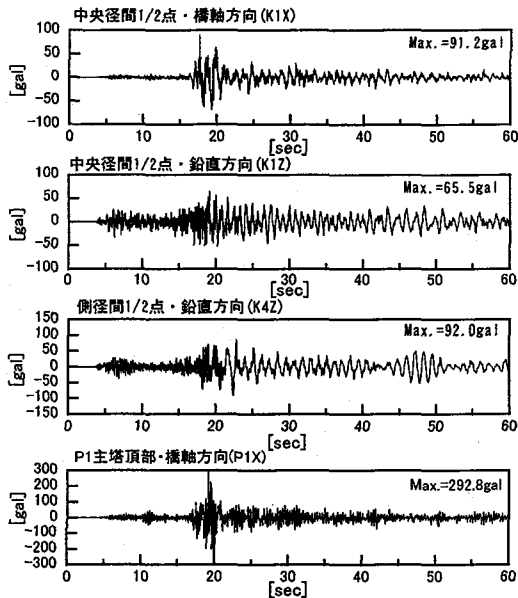


図-3 面内方向の時刻歴波形

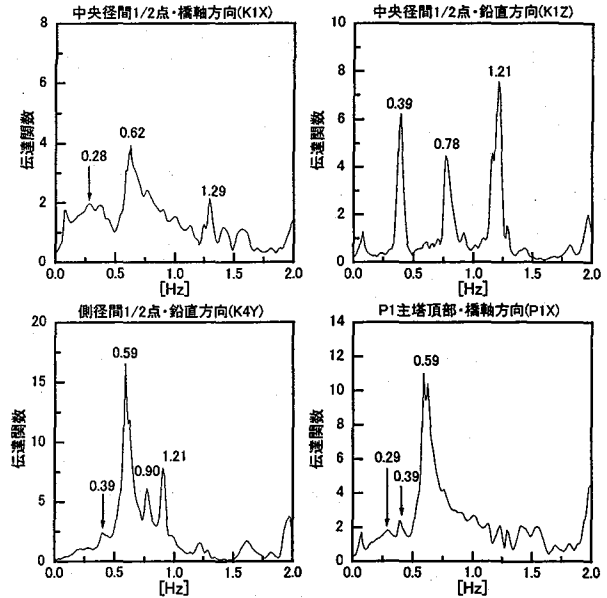


図-4 面内方向振動の周波数特性

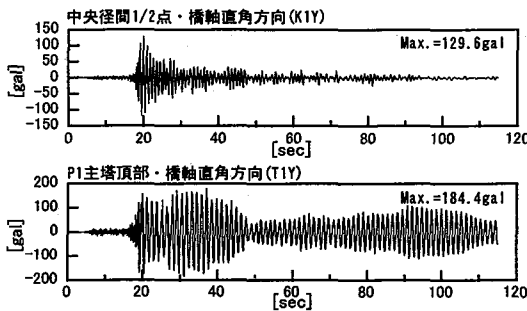


図-5 面外方向の時刻歴波形

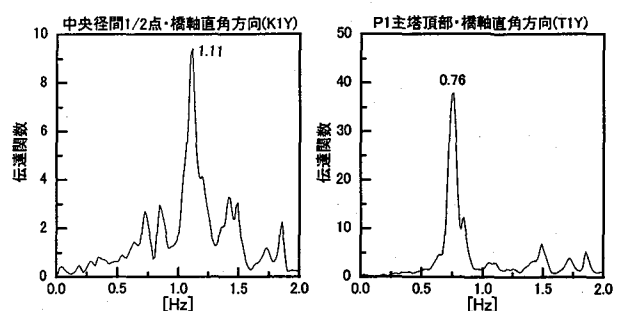


図-6 面外方向振動の周波数特性

2.2 1999年5月13日の地震の概要

本橋では、完成後の1997年から1999年5月までに大小合わせて27回の地震記録が得られている。このうち、1997年12月23日の地震記録(帯広の震度2)についてはすでに報告している^{1,3)}。その後、1999年5月13日に釧路支庁中南部を震源とするマグニチュード6.4(帯広の震度4)が観測された。これは、十勝大橋完成後の観測地震としては最大のものである。この地震の概要を表-1に、地表の地震計(G2)における加速度波形と加速度応答スペクトルを図-2に示す。最大加速度は橋軸方向で141gal、橋軸直角方向で76galである。また、加速度応答スペクトルは、固有周期0.4秒以下の短周期では十勝大橋L1過程照査用スペクトルと同程度であるが、それ以上の長周期側では小さくなっている。

3. 1999年5月13地震による上部構造の挙動

3.1 時刻歴波形と周波数特性

中央径間1/2点(K1)、側径間1/2点(K4)、P1主塔頂部(T1)の面内振動の加速度波形を図-3に、周波数特性を図-4に示す。ここで、周波数特性は地表の橋軸方向の加速度波形(G2X)に対する上部構造の応答波形

の伝達関数の絶対値として求めており、平滑化処理を施している。橋軸方向の最大加速度としては中央径間1/2点で91.2gal、P1主塔頂部で292.8galが記録され、また、P1主塔頂部の伝達関数を見ると、0.29Hzにわずかではあるがピークが見られる。この振動数は、後述するように遊動円木振動の固有振動数に一致しており、今回の地震によって、遊動円木振動が励起された可能性がある。主桁の鉛直方向振動の伝達関数には固有振動数に対応した明確なピークが見られる。

次に、中央径間1/2点とP1主塔頂部の橋軸直角方向(面外振動)の加速度波形を図-5に、周波数特性を図-6に示す。ここで、時刻歴波形(図-5)は横軸を120秒までプロットし、周波数特性は図-4と同様に地表の橋軸直角方向の加速度波形(G2Y)に対する上部構造の応答波形の伝達関数として求めている。中央径間1/2点の波形は最大加速度を記録した20秒付近以降は一様に減衰し、50秒付近ではほぼ収束しつつあるのに対して、P1主塔の面外振動は50秒付近で一度振幅が小さくなった後、90秒付近にかけて再び振幅が大きくなっている。この時間帯では地盤の振動はほぼ収束していることから、入力地震動がなくなった後も主塔の面外振動が長時間にわたって継続していることがわかる。

3.2 振動実験結果及び固有値解析との比較

次に、今回の地震時における固有振動モードと固有値解析結果との比較を行った。解析モデルの詳細については4.1で述べる。固有振動数を表-2に、固有値解析による固有振動モードを図-7に示す。表-2には、起振機実験による固有振動数と1997年12月23日の小規模地震¹³⁾の際に得られた固有振動数も示している。また、固有値解析結果は支承部における橋軸方向の主桁の支持条件をフリーとしたものである。

まず、振動実験、小規模地震及び今回の地震による固有振動数の実測値を見ると、今回の地震における面内振動モードの固有振動数が、振動実験や小規模地震によるものよりも小さくなっていることがわかる。振動実験や小規模地震では、振幅レベルが小さいために可動支承の滑りが生じず、遊動円木振動が励起されなかったことから、それらの固有振動数は支承部の橋軸方向の支持条件を固定とした解析モデルによる固有値解析結果とよく一致することが確認されている^{12) 14)}。一方、今回の地震では、わずかではあるが橋軸方向のスペクトルに遊動円木振動に対応するピークが見られること、面内モードの固有振動数が小さくなっていることなどから判断して、可動支承の滑りが生じたと推測される。このことは、今回の地震による固有振動数は、支承部における橋軸方向の主桁の支持条件をフリーとした固有値解析結果とほぼ一致していることから理解される。

3.3 主塔面外振動に関する考察

本橋の主塔は独立1本柱形式であることから、面外方向に対しては支承摩擦などの付加的な減衰を与える要因が少ないこと、大振幅時における座屈の問題が生じることなどから、耐震性が極めて重要である。図-5に示したように、地盤の入力地震動が収束した後も、主塔の面外振動は長時間にわたって継続していたことから、この原因について検討を加えた。図-5の時刻歴波形を短い時間(30秒)に分割してスペクトル解析を行い、卓越振動数を算出したものを表-3に示す。地震初期の振幅が大きい時間帯(20秒~50秒)にかけては卓越振動数が0.77Hzであるのに対して、振幅が一旦小さくなる40秒~70秒では0.78Hzとわずかに振動数が高くなり、その後、80秒~110秒にかけては再び0.77Hzとなっていることがわかる。

図-8は起振機実験で実測された主塔面外振動のモード図を示したものであるが、起振機実験の結果、主塔面外振動には2本の主塔が同相で振動する面外1次モードと逆相で振動する面外2次モードがあり、その振動数は0.77Hzと0.78Hzであった。このことから、今回の地震による主塔面外振動の卓越振動数の変化は、これら2つのモードが生じたことを示していると推測される。固有振動数が近接した2つのモードによるうねりのような現象が生じたことが、地盤の入力地震動が収束した後も主

表-2 固有振動数の比較

次数	モード形状	固有値解析 [Hz]	実測値 [Hz]		
			振動実験	小規模地震 ¹²⁾	今回の地震
1	遊動円木振動	0.298	—	—	0.28
2	対称1次	0.381	0.46	0.44	0.39
3	逆対称1次	0.688	0.69	0.66	0.59
4	塔面外1次	0.757	0.77	0.77	0.77
5	塔面外2次	0.763	0.78	—	—
6	対称2次	0.768	0.88	0.85	0.78
7	逆対称2次	0.907	0.97	0.94	0.90
8	ねじれ1次	0.945	1.03	0.95	0.93
9	対称3次	1.167	1.28	1.28	1.21
10	桁面外1次	1.208	1.20	1.27	1.11

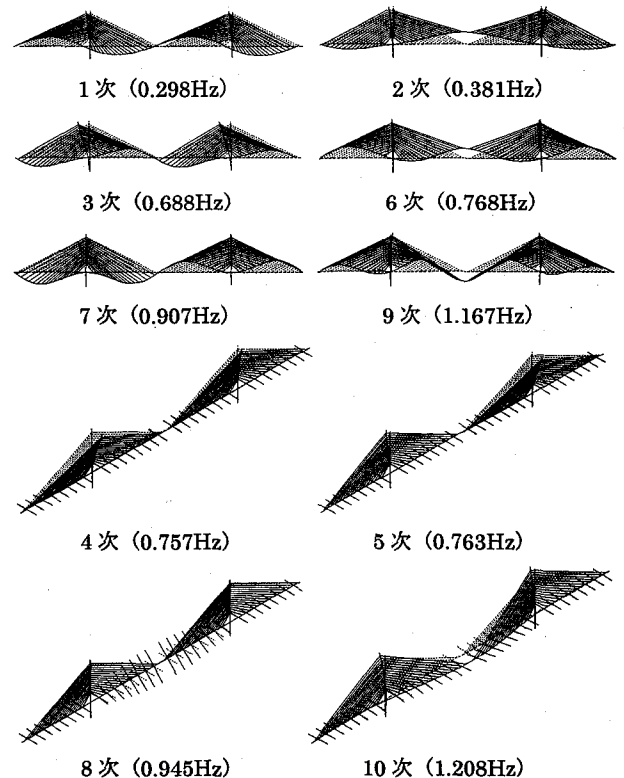


図-7 固有値解析による振動モード

表-3 P1主塔頂部の面外振動の卓越振動数

時間帯	卓越振動数 [Hz]
20秒~50秒	0.773Hz
40秒~70秒	0.782Hz
80秒~110秒	0.768Hz

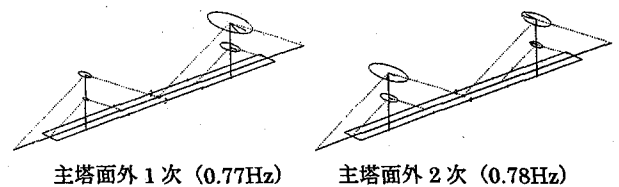


図-8 振動実験による主塔面外モード¹¹⁾

塔の面外振動が増幅した一因とも考えられるが、この点については、今後、より詳細な検討が必要である。

4. 動的解析方法

表-4 上部構造の減衰定数

		ひずみエネルギー 比例型減衰	竹田らの式 による	振動実験に よる実測値
1	遊動円木振動	0.0314	0.0047*	—
2	対称1次	0.0361	0.0054*	—
3	逆対称1次	0.0477	0.0076*	0.0048
4	塔面外1次	0.0295	0.0080*	0.0059
5	塔面外2次	0.0279	0.0080*	—
6	対称2次	0.0282	0.0036**	0.0050
7	逆対称2次	0.0247	0.0040**	0.0040
8	ねじれ1次	0.0301	0.0041**	—
9	対称3次	0.0295	0.0046**	0.0050
10	桁面外1次	0.0360	0.0105*	—

注)*は主塔の曲げ変形があるモード、**は曲げ変形がないモードである。

4.1 解析モデルと入力地震動

解析モデルは十勝大橋の耐震設計に用いられた3次元フレームモデルに、固有振動数の実測値と解析値が整合するように以下のような修正を加えたものである。これは、地震観測結果のシミュレーションを行う場合、解析モデルの固有振動モードが実橋のものとしてできる限り一致していなければ、時刻歴波形を重ね合わせるの比較ができないためである。具体的には、本橋の主塔コンクリートの設計基準強度 50N/mm^2 に対し、施工時の試験練りの結果、実強度としては 60N/mm^2 程度が得られていたことから、道路橋示方書にならい、主塔のヤング係数を $3.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とした。さらに、今回の地震は、耐震設計で想定している地震レベルに比べると小さく、微小振幅においてはコンクリート部材の剛性は、応力-ひずみ関係の割線勾配よりも初期接線勾配に近いことから、弾性係数の増加を見込んで全てのコンクリート部材のヤング係数を1.1倍した¹⁵⁾。また、斜材のヤング係数についてはサグによる見かけの剛性低下を考慮した。地盤バネについても修正を行った。耐震設計では地盤調査から得られた地盤のせん断弾性波速度 ($V_s=280\text{m/s}$) に、地震時における地盤ひずみの増大を考慮した補正係数 0.8¹⁾ を乗じているが、本地震は耐震設計で想定している地震よりもかなり小さいため、地盤のひずみも小さいと考えられることから、補正係数を考慮しない地盤のせん断弾性波速度を用いて算出した地盤バネ定数を用いた。解析モデルの節点数は135であり、主桁、主塔、橋脚は線形梁要素、斜材は線形トラス要素としてモデル化した。

このような修正を加えた解析モデルにより算出した固有振動数、固有モードが表-2、図-7であり、今回の地震時の固有振動数とはほぼ一致していることがわかる。

時刻歴解析に使用した入力地震動は地表で観測された地震波とし、橋軸方向、橋軸直角方向のいずれの解析においても、地盤バネの外から3成分同時入力とした。なお、解析には鹿島建設開発の複合非線形解析プログラムSLAPを用いている。

4.2 上部構造、地盤及び支承の減衰の設定方法

(1) 上部構造の減衰定数

次に、動的解析における減衰定数の設定方法について述べる。道路橋示方書V耐震設計編では、各部材ごとに等価減衰定数を与え、ひずみエネルギー比例型減衰を仮定してモード減衰を算出することとしている。十勝大橋の耐震設計では、主桁 0.03、橋脚 0.05、斜材 0.02、地盤バネ 0.10 とし、主塔については、橋軸方向の解析では 0.03、橋軸直角方向の解析では 0.02 としている。

一方、竹田らは、多数のPC斜張橋の振動実験による減衰定数を統計的に整理した結果、面内モードに関して、主塔の曲げ変形があるモードとないモードの減衰定数 h

を固有振動数 f の関数として次式で与えている⁴⁾。

$$\text{主塔の曲げ変形あり} : h = 0.0094 f^{0.579} \quad (1)$$

$$\text{主塔の曲げ変形なし} : h = 0.0042 f^{0.597} \quad (2)$$

この式から、主塔の曲げ変形があるモードは曲げ変形がないモードに比べて、減衰が2倍程度大きいことがわかる。これは微小振幅の振動実験においても少なからず地盤への逸散減衰が寄与するためと考えられている。また、式(1)(2)は橋軸直角方向のモードに対しても概ね成り立つことが示されている。

道路橋示方書における各部材の等価減衰定数を用いてひずみエネルギー比例型減衰として算出したモード減衰と、竹田らの式(1)、(2)によって算出されたモード減衰及び振動実験で実測されたモード減衰を表-4に示す。ひずみエネルギー型比例減衰に比べて、式(1)、(2)による減衰定数は小さく、概ね、振動実験による実測値と近いことがわかる。

(2) 地盤の逸散減衰

地盤と構造物の地震時の動的相互作用には、複素剛性として評価される慣性力に起因する相互作用と、有効入力動として評価されるキネマティック相互作用の2つがある。このうち慣性力相互作用による複素剛性は動的復元力特性と動的減衰係数とによって表される。一般に橋梁の耐震設計では地盤の動的復元力特性は地盤バネで表し、逸散減衰については地盤バネの等価減衰定数として与えて、ひずみエネルギー比例型減衰としてモード減衰の中に取り込んでいる。しかしながら、このモード減衰をレイリー型減衰でモデル化して時刻歴解析を行う場合には、地盤の減衰は地盤と基礎の相対速度に比例した減衰とはならないことから、実際の挙動とは異なり、その意味は曖昧なものとなる。厳密には、複素剛性は振動数の関数として表されることから、周波数領域の応答解析が必要となるが、近年の橋梁耐震設計においては非線形を考慮できる時刻歴応答解析が主流であることから、振動数に依存した複素剛性をそのまま解析に取り入れることは難しい。したがって、これらを時間領域で解析するためには、振動数に依存しない形で考慮する必要がある。

表-5 地盤の逸散減衰を考慮したモデルによる複素固有値解析結果

	実固有値解析による固有振動数	複素固有値解析	
		固有振動数	減衰定数
1	遊動円木振動	0.298	0.0024
2	対称1次	0.381	0.0093
3	逆対称1次	0.688	0.0323
4	塔面外1次	0.757	0.0081
5	塔面外2次	0.763	0.0070
6	対称2次	0.768	0.0061
7	逆対称2次	0.907	0.0009
8	ねじれ1次	0.945	0.0003
9	対称3次	1.167	0.0072
10	桁面外1次	1.208	0.0157

以上のような理由から、本研究では時刻歴応答解析によるPC斜張橋の耐震設計への適用性を考慮して、地盤の動的復元力特性と逸散減衰を振動数に依存しないバネとダッシュポットで表して、フーチング下面の節点に取り付ける（Voigtモデル）ことにより考慮することとした。ダッシュポットの減衰係数としては、次式で表される山原による半無限地盤上の円形基礎板による減衰係数を用いた¹⁶⁾。

$$\text{水平: } C_H = \rho V_s \cdot A \quad (3)$$

$$\text{上下: } C_V = \rho V_p \cdot A \quad (4)$$

$$\text{回転: } C_R = \rho V_p \cdot I \quad (5)$$

ここで、 ρ は地盤の単位体積重量、 V_s 、 V_p は地盤のS波速度、P波速度、 A は基礎底面の断面積、 I は等価半径から算出した円形基礎の断面2次モーメントである。十勝大橋の地盤調査の結果を基に、 $V_s=280\text{m/s}$ 、 $V_p=1000\text{m/s}$ とした。なお、山原の式では地盤バネ定数の評価式も与えられているが、本解析では地盤バネ定数については4.1で述べた現地地盤のせん断弾性波速度を考慮して算出した耐震設計におけるバネ定数を用いた。

式(3)~(5)で表される水平、上下、回転の各ダッシュポットと耐震設計における水平、上下、回転の各地盤バネを、4.1で述べた解析モデルのP1、P2橋脚のフーチング底面に取り付けた。ただし、橋台についてはモデル化しておらず固定とした。この解析モデルを用いて、上部構造の減衰を0とした複素固有値解析を行い、得られた複素固有値から求めた固有振動数と減衰定数を表-5に示す。この複素固有値解析による減衰定数は、地盤のダッシュポットによる付加減衰を表しており、地盤への逸散のみによる減衰を考慮したものである。表-5の結果から、地盤のダッシュポットによる減衰は、対称1次モード、逆対称1次モード、主塔面外1次モード、桁面外1次モードなどで比較的大きくなっていることがわかる。特に、逆対称1次モードでは0.0323となっており、これに式(1)による減衰0.0076(表-4)を加えると0.04になることから、ひずみエネルギー比例型減衰を仮定して算出した0.0477に比較的近い値になることがわかる。

表-6 橋軸方向のシミュレーションの解析ケース

ケース名称	上部構造の減衰	地盤の減衰	支承摩擦
LG1	ひずみエネルギー-比例型	-	-
LG2	2%	-	-
LG3	1%	-	-
LG4	式(1)による	あり	-
LG5	式(1)による	あり	あり

表-7 橋軸直角方向のシミュレーションの解析ケース

ケース名称	上部構造の減衰	地盤の減衰
TR1	ひずみエネルギー-比例型	-
TR2	2%	-
TR3	式(1)による	あり

(3) 支承の摩擦減衰

動的解析においては主橋脚及び橋台の可動支承による摩擦減衰も考慮した。本橋の可動支承はフッ素樹脂支承板支承であることから、摩擦力は、摩擦係数を0.1として¹⁷⁾、これに死荷重反力をかけたものとした。摩擦バネは節点間のバイリニアバネとして与え、摩擦力を剛性変化点として、その初期剛性を十分大きく、2次剛性を十分小さくすることによりモデル化した。また、主桁の中立軸の位置と可動支承の位置のずれを考慮するため、主桁の節点と摩擦バネの間に中立軸の高さを考慮した剛体要素を取り付けている。なお、地震時の支点反力の変動による摩擦力の変動は考慮していない。

4.3 解析ケース

以上述べたような減衰定数の設定方法をパラメータとして、十勝大橋の地震時挙動のシミュレーションを行った。先にも述べたように、ひずみエネルギー比例型減衰を用いる場合、地盤の減衰は地盤バネ要素の減衰（道路橋示方書では0.1~0.3）として与えられてモード減衰に取り込まれるため、ひずみエネルギー比例型減衰は地盤の減衰を含んだものと理解できる。一方、式(1)、(2)は微小振幅の振動実験データの統計解析から求められたものであり、式(1)は地盤の逸散減衰の影響を多少受けていると考えられるものの、基本的には上部構造の減衰を表したものと考えられる。そのため、この式を地震時の動的解析に用いる場合には、地盤の逸散減衰、可動支承の摩擦減衰などを別途考慮する必要がある。そこで、上部構造の減衰に式(1)を用いたケースに対しては、地盤のダッシュポットや可動支承の摩擦バネを考慮した。

橋軸方向の解析ケースを表-6に示す。橋軸方向の解析では、モード減衰をひずみエネルギー比例型減衰(ケースLG1)、2%(LG2)、1%(LG3)及び式(1)による減衰(LG4、LG5)を用い、これらをレイリー型減衰としてモデル化した。レイリー型減衰は高次モードに対する解の安定性により、特に非線形時刻歴解析において用いられることが多いことから、本研究ではレイリー型減衰を使用した。レイリー型減衰は、質量マトリクスと剛性マトリクスの係数を決定するのに2組の振動数と減

衰定数が必要である。橋梁の動的解析では、地震応答への寄与が大きい2つのモードを用いて係数を決定する場合や、モード減衰とレイリー型減衰の残差が最小となるように決定する場合などがあるが、本解析では橋軸方向の地震応答への寄与が大きい遊動円木振動(1次)と逆対称1次(3次)の2つのモードからレイリー型減衰の係数を決定した。また、ケースLG4、LG5に対しては、地盤の逸散減衰を表すダッシュポット、さらにLG5に対しては支承の摩擦減衰を表す非線形バネを考慮した。

橋軸直角方向の解析ケースを表-7に示す。橋軸直角方向の解析では、ひずみエネルギー比例型減衰(ケースTR1)、減衰定数2%(TR2)、式(1)による減衰(TR3)の3ケースとし、それらを橋軸方向の解析と同様にレイリー型減衰で与えた。係数を決定するモードとしては、橋軸直角方向の地震応答への寄与が大きい主塔面外1次(4次)と主桁面外1次(10次)の2つとした。また、式(1)による減衰を用いたケースTR3については、地盤のダッシュポットを考慮した。

5. 橋軸方向の応答解析結果

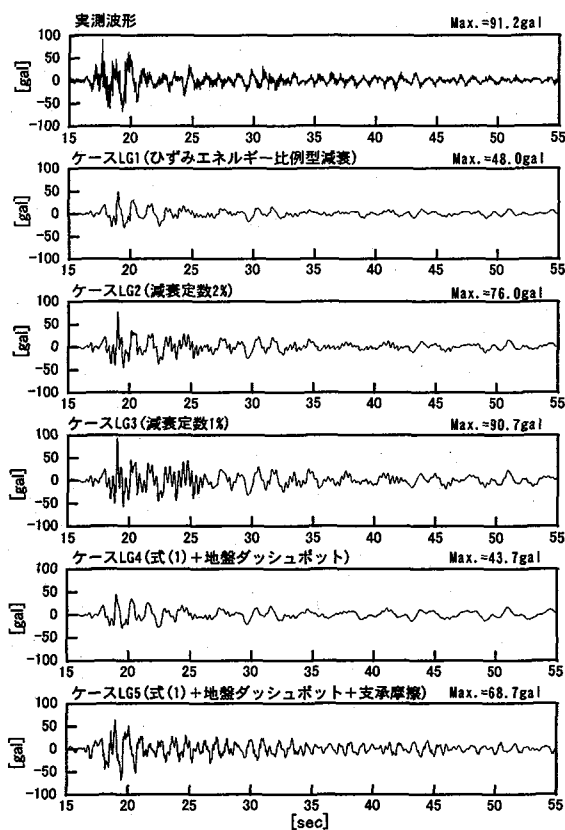
5.1 応答波形の比較

表-6に示した5ケースの橋軸方向(面内方向)の応答解析により得られた中央径間1/2点の橋軸方向・鉛直方向の加速度波形を図-9に、P1橋脚天端とフーチング

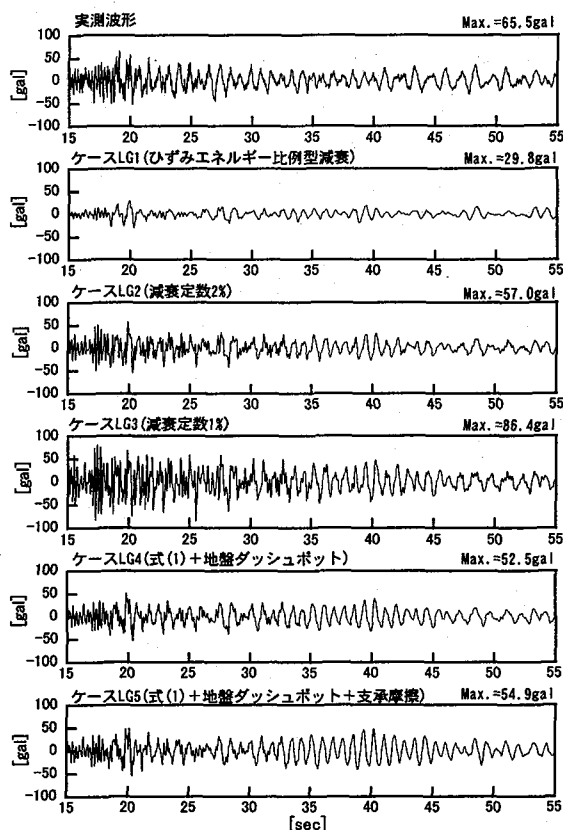
天端の橋軸方向の加速度波形を図-10に示す。

まず、図-9(a)の主桁中央径間1/2点の橋軸方向を見ると、実測波形は周波数の高い成分が重なったような様相を示していることがわかる。ひずみエネルギー比例型減衰を用いたケースLG1の解析結果は、実測値に比べて最大加速度が小さく、波形の様相もかなり異なっている。減衰定数を2%としたケースLG2、及び減衰定数1%としたケースLG3では、最大加速度としては実測値に近くなるが、いずれもケースLG1と同様に時刻歴波形の様相は実測波形と大きく異なっている。また、基礎にダッシュポットのみを取り付けたケースLG4は、LG1の解析結果に近く、実測波形よりもかなり小さい。これに対して、地盤のダッシュポットと支承の摩擦を考慮したケースLG5は、最大加速度、波形の様相ともに他のケースに比べて実測波形に最も近いといえる。すなわち、支承摩擦を考慮することで、非線形の効果により実測波形に見られる微細な高周波数成分をある程度再現できており、実測波形のこのような高周波数成分は橋脚と橋台にある可動支承との摩擦が原因と考えられる。

図-9(b)に示した中央径間1/2点・鉛直方向についても、ひずみエネルギー比例型減衰を用いたLG1は実測波形よりも小さく、逆に、減衰定数を1%としたLG3では大きくなっている。これに対し、減衰定数を2%としたLG2や、地盤のダッシュポットや支承摩擦を考慮したケースLG4やLG5は、実測波形に近いといえる。

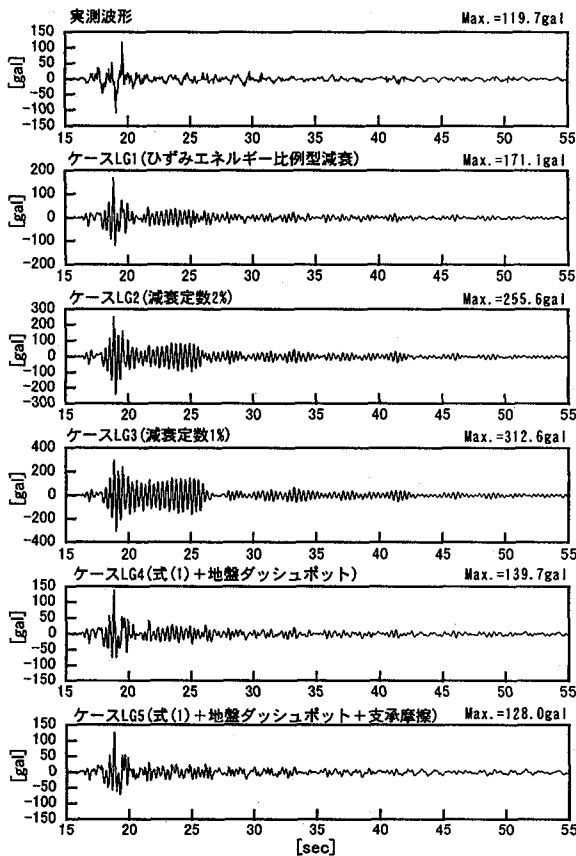


(a)中央径間1/2点・橋軸方向(K1X)

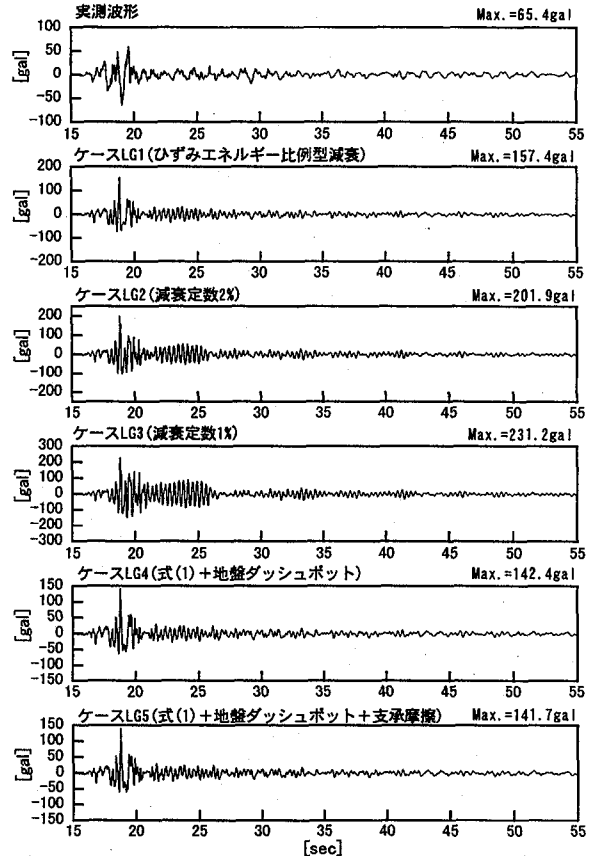


(b)中央径間1/2点・鉛直方向(K1Z)

図-9 面内方向の応答解析による上部構造の加速度波形の比較



(a)P1 橋脚天端・橋軸方向 (P1X)



(b)P1 フーチング・橋軸方向 (B1X)

図-10 面内方向の応答解析による下部構造の加速度波形の比較

図-10のP1橋脚天端やフーチングの橋軸方向の波形については、ひずみエネルギー比例型減衰(LG1)、減衰定数2%(LG2)、1%(LG3)のいずれも、実測波形よりも解析結果が大きくなっており、また、実測波形には見られない周波数成分が卓越していることがわかる。これに対して、基礎にダッシュポットを考慮したLG4、LG5は、実測波形のパルスのな応答までは再現できてはいないものの、全体的な傾向は実測値に近いといえる。

以上の結果から、時刻歴波形の比較においては、ケースLG5が上部構造、下部構造とも最も実測波形をシミュレートできているといえる。

5.2 周波数特性の比較

次に、実測値と解析値の周波数特性を伝達関数で比較する。ここで、伝達関数は動的解析を行った60秒間の時系列波形から、橋軸方向の入力波形に対する応答倍率として求めた。代表的なケースとしてLG1、LG2、LG5の伝達関数を図-11に示す。

まず、図-11(a)の主桁の橋軸方向の伝達関数について比較する。この図のみ、高周波数成分まで比較できるように横軸を8Hzまでプロットしている。ひずみエネルギー比例型減衰としたLG1や減衰定数2%としたLG2では、1次モード(0.298Hz)や3次モード(0.688Hz)の伝達関数が、実測値よりもむしろ大きくなっていること

がわかる。逆に、高周波数成分は実測波形の方が大きく、ケースLG1やLG2は6~8Hz付近の高周波数成分がほとんど消滅している。これに対して、上部構造の減衰定数を式(1)で評価し、地盤の減衰と支承摩擦を考慮したケースLG5の伝達関数は高周波数領域においても実測値にかなり近く、LG5が主桁の橋軸方向の応答を評価する上で最も妥当であることがわかる。

次に、図-11(b)の主桁中央径間の鉛直方向の伝達関数を見ると、ひずみエネルギー比例型減衰としたLG1は対称3次モード(1.167Hz)のピークが実測値に比べて小さく、減衰を過大評価しているが、減衰定数を2%としたケースLG2や地盤減衰と支承摩擦を考慮したケースLG5は実測値に比較的近いことがわかる。

P1橋脚天端(図-11(c))やP1フーチング(図-11(d))の伝達関数を見ると、減衰定数2%としたLG2では2.8Hz付近に実測値には見られない顕著なピークがある。これは、図-12に示したP1主塔の地盤パネの変形が卓越する高次モードに対応している。下部構造の時刻歴波形の解析値が実測値よりも大きくなったのはこのモードの応答によるものである。これに対して地盤の減衰を考慮したLG5では、この2.8Hzのピークが抑えられていることがわかる。したがって、下部構造の伝達関数についてもLG5が実測値に最も近いといえる。

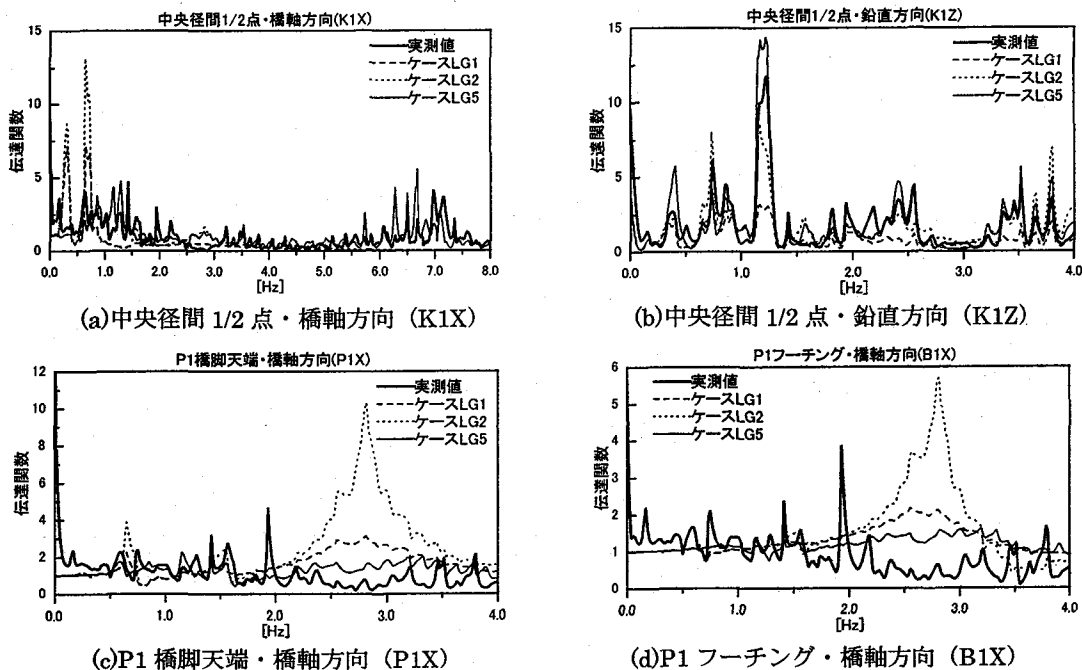


図-11 面内方向の伝達関数の応答解析結果と実測値の比較

5.3 橋軸方向の動的解析における減衰定数の設定方法に関する考察

以上の応答波形と伝達関数の比較から、減衰定数の設定方法が斜張橋の橋軸方向の動的解析結果に及ぼす影響について、以下のようなことがいえる。

上部構造の応答に関しては、ひずみエネルギー比例型減衰を用いた解析は実測値を過小評価し、減衰定数を1%とした解析は実測値を過大評価していると考えられる。減衰定数を2%とした解析結果が比較的実測値に近いといえるが、これは、稲富らが青森ベイブリッジを対象に行った応答シミュレーションの結果と一致しており⁶⁾、コンクリート部材にひび割れが発生しない程度の地震動によるPC斜張橋上部構造の応答を評価するための減衰定数として、2%程度の値が概ね妥当であると推測される。しかしながら、橋軸方向の主桁の応答波形に見られる可動支承の摩擦に起因した高周波数成分を考慮できないため、その様相は実測波形とはかなり異なったものであった。

一方、下部構造の応答に関しては、地盤のダッシュポットを用いていないケースでは、地盤バネの変形が卓越する高次モードの影響で、いずれも解析結果が実測値を大きく上回っていたが、地盤のダッシュポットを考慮することで、このようなモードはある程度抑えられ、実測波形に近い解析結果が得られた。

今回行った解析の中では、上部構造の減衰に振動実験の減衰から得られた式(1)を用いて、地盤の減衰や支承摩擦を考慮したケースが、上部・下部構造ともに、応答波形や伝達関数を最も精度良く実測値を再現できている。このように、斜張橋の動的解析においては、地盤の減衰や可動支承の摩擦といった要因が極めて重要であること

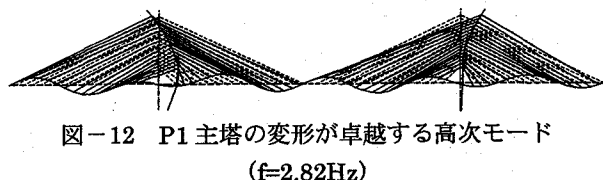
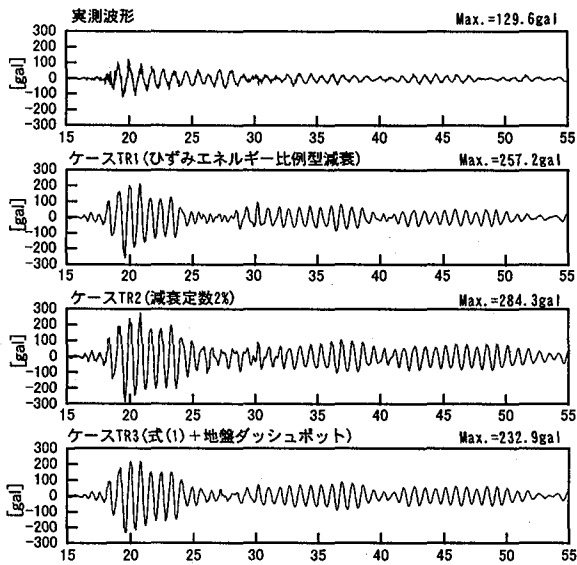


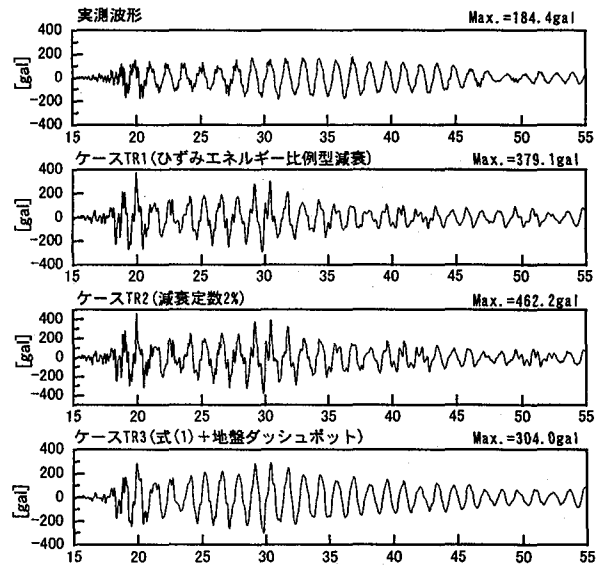
図-12 P1主塔の変形が卓越する高次モード (f=2.82Hz)

が明らかとなった。また、地盤バネのみを考慮したケースLG1~LG3では、実橋の応答には見られないような地盤バネの変形が卓越する高次モードが解析結果に大きな影響を与える可能性があること、地盤の減衰を地盤バネの等価減衰定数としてひずみエネルギー比例型減衰を算出すると減衰を過大評価してしまう可能性があることが示された。さらに、このようなひずみエネルギー比例型減衰をレイリー減衰でモデル化した場合には、高周波数成分に対して過大な減衰を付与してしまうこともあり得ることが示された。したがって、時刻歴応答解析を行う場合には、地盤バネとダッシュポットを用いて地盤と構造物の慣性力相互作用を考慮した方がよいといえる。

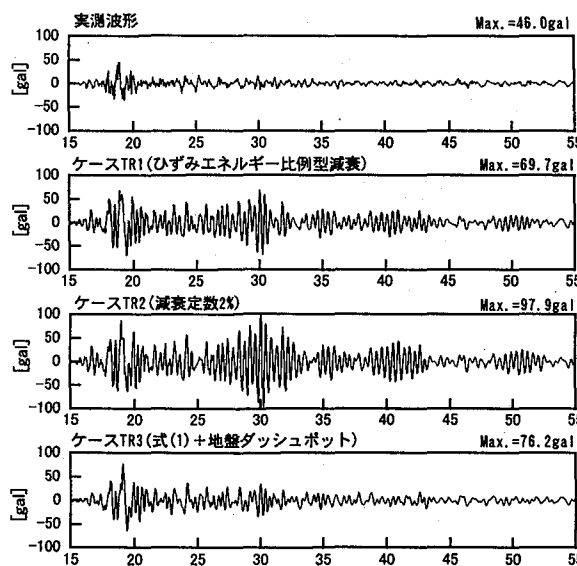
一方、地盤と基礎のキネマティック相互作用とは、有効入力動としてとらえることができる。地表とフーチングの伝達関数の実測値は高周波数領域ほど低下しており、これは小規模地震においても見られた現象である¹⁴⁾。厳密には上部構造の質量効果も含んではいるが、キネマティック相互作用による入力損失を示したものといえる。今回の解析では、このようなキネマティック相互作用による有効入力動は考慮しておらず、周波数の高い地震動成分がそのまま解析モデルの基礎に入力されている。より合理的な耐震設計のためには、有効入力動についての検討も今後必要であると考えられる。



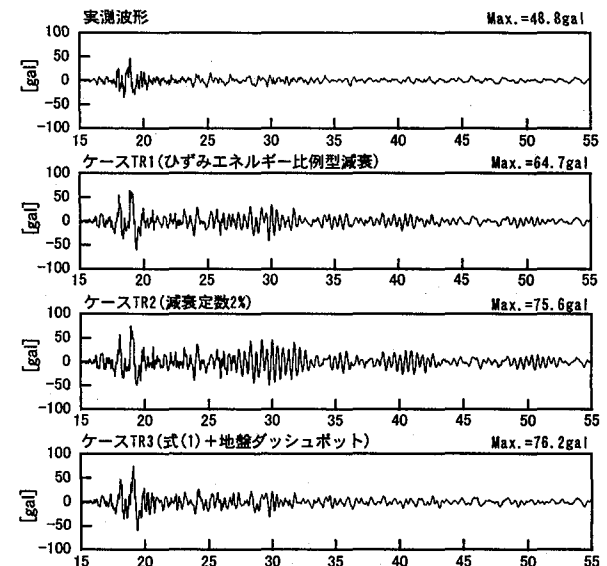
(a)中央径間 1/2 点・橋軸直角方向 (K1Y)



(b)P1 主塔頂部・橋軸直角方向 (T1Y)



(c)P1 橋脚天端・橋軸直角方向 (P1Y)



(d)P1 フーチング・橋軸直角方向 (B1Y)

図-13 面外方向の応答解析結果と地震観測波形の比較

6. 橋軸直角方向の応答解析結果

6.1 応答波形の比較

表-7 に示した 3 ケースの橋軸直角方向 (面外方向) の応答解析による主桁中央径間 1/2 点, P1 主塔頂部, P1 橋脚天端, P1 フーチングの橋軸直角方向の時刻歴波形を図-13 に示す。

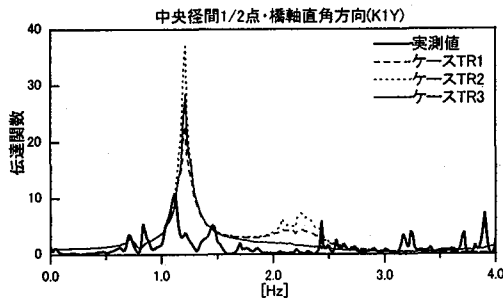
主桁の中央径間 1/2 点及び P1 主塔頂部の橋軸直角方向の解析波形は, いずれのケースも実測波形よりも大きくなっていることがわかる。特に P1 主塔頂部の実測波形は面外 1 次モードの振動が卓越しているのに対して, 地盤の減衰を考慮していないケース TR1, TR2 は面外 1 次モード以外にも高次モードが重なったような波形を示している。下部構造の応答波形についても, 上部構造と同様に, どのケースにおいても解析値の方が実測値よりも大きくなっている。特に, ひずみエネルギー比例型減

衰とした TR1 や減衰定数 2%とした TR2 は, 高次モードの影響で実測値よりもかなり大きくなっている。今回の解析ケースの中では, 地盤の減衰を考慮した TR3 が比較的実測値に近いといえるが, それでも解析値の方が実測値を上回っている。

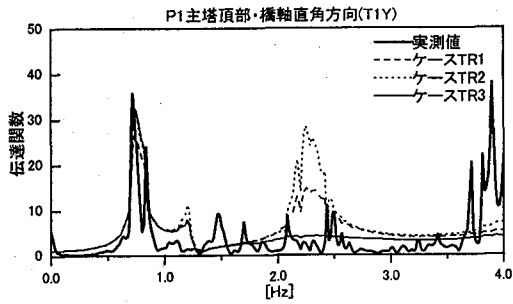
6.2 周波数特性の比較

橋軸直角方向の実測波形と解析波形の伝達関数を図-14 に示す。ここで, 伝達関数は橋軸方向の解析と同様に, 動的解析を行った 60 秒間の時系列データを対象として, 橋軸直角方向の入力波形に対する応答倍率として求めている。

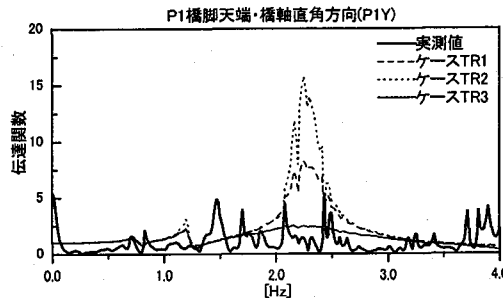
まず, 中央径間 1/2 点の伝達関数を見ると, 主桁面外水平対称 1 次モード (実測値 1.11Hz, 解析値 1.21Hz) が卓越しているが, 時刻歴波形に見られたように, 解析結果の方が実測値よりも大きくなっていることがわかる。P1 主塔頂部の面外振動については, 面外 1 次モードのピ



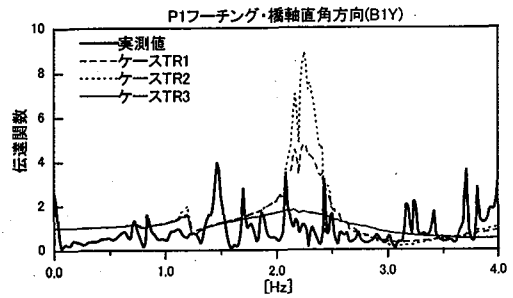
(a)中央径間1/2点・橋軸直角方向 (K1Y)



(b)P1主塔頂部・橋軸直角方向 (T1Y)



(c)P1橋脚天端・橋軸直角方向 (P1Y)



(d)P1フーチング・橋軸直角方向 (B1Y)

図-14 面外方向の伝達関数の応答解析結果と実測値の比較

ーク (0.77Hz) は実測値と解析値との差はむしろ少なく、地盤の減衰を考慮していない TR1, TR2 では 2.3Hz 付近に大きなピークがあることがわかる。時刻歴波形に見られた高次モードは、このピークに対応していると考えられる。下部構造の伝達関数についても同様に、ケース TR1 と TR2 では 2.3Hz 付近に顕著なピークがある。この 2.3Hz 付近のピークに対応する振動モードは、図-15 に示した P1 側の地盤パネの変形が卓越するモードであるが、実際の地震記録にはこれに対応するような顕著なピークはない。一方、地盤の減衰を考慮したケース TR3 では、このモードが抑えられていることがわかる。

6.3 橋軸直角方向の動的解析における減衰定数の設定方法に関する考察

橋軸直角方向の応答解析結果をまとめると、ひずみエネルギー比例型減衰を用いたケース TR1, 減衰定数を 2%としたケース TR2, 上部構造の減衰に式(1)を用い地盤の減衰をダッシュポットで考慮したケース TR3 のいずれにおいても、上部構造の応答は実測値よりも解析値の方が大きくなり、実橋の面外方向の減衰が大きかったことが示された。下部構造の応答については、ケース TR1, TR2 とともに P1 橋脚の地盤パネの変形が卓越するモードが大きく現れ、実測値よりも解析値の方が大きくなった。

地盤の減衰を考慮した TR3 では地盤パネの変形が卓越するモードが抑えられ、今回の解析ケースの中では実測値に最も近いものとなったが、それでも解析値の方が大きかったことから、実橋の橋軸直角方向の減衰が大きいと考えられる。この理由として、地盤の減衰係数の評価方法が考えられる。今回の解析では地盤の減衰係数を山原の式で算出しているが、山原の式は円形基礎に対す

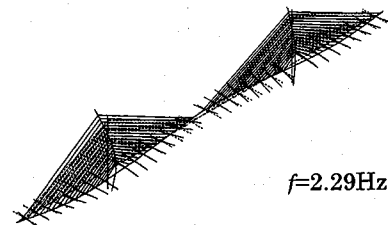


図-15 P1主塔の面外変形が卓越する高次モード

るものであり、これを矩形基礎に使う場合には等価半径により断面 2 次モーメントを評価している。十勝大橋の基礎の断面は橋軸方向よりも橋軸直角方向の方が長く、面外方向の断面 2 次モーメントが大きくなるが、これを等価半径を用いた円形に置き換えているため、減衰係数を過小に評価していると推測される。また、橋軸直角方向の地震に対しては、橋台からの逸散減衰も生じると考えられるが、本解析では桁端部の橋軸直角方向の境界条件を固定としていることから、橋台からの逸散減衰は考慮していない。このような地盤への逸散減衰の差が、解析値と実測値の差に寄与しているものと推測される。

また、3.3 で述べたように、P1 主塔頂部の橋軸直角方向の振動は、地震動が収束した後も長時間にわたって継続し、P1, P2 の 2 本の主塔の同相・逆相の振動モードが連成したものと推測されるが、解析時間を収録波形全体の 120 秒で行っても、実測波形に見られたような振動が一度小さくなって、その後、増幅するような傾向は再現できなかった。これは、本解析では地震波を一様入力しており、2 本の主塔が逆相で振動するモードを十分に励起できないことによると思われる。このような 2 本の主塔が逆相で振動するモードが生じるためには、それぞれの基礎に入力される地震動の特性 (地盤の影響や位相

差入力など)を考慮する必要があるものと考えられる。また、主塔面外方向の解析値が実測値を上回った原因の一つに、2本の主塔の連成によって実測波形が抑えられていた可能性もあり、独立1本柱主塔の面外方向振動については、今後、より詳細な検討が必要と考えている。

7. まとめ

以上、1999年5月13日の地震による十勝大橋の地震観測記録を基に、PC斜張橋の動的解析における減衰定数の設定方法に関して検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- ①橋軸方向の応答解析による上部構造の応答に関して、コンクリート部材にひび割れが生じない程度の応答レベルにおいては、ひずみエネルギー比例型減衰は減衰を過大評価する傾向がある。橋軸方向の最大応答に着目すれば、図-9に示されているように、PC斜張橋の上部構造の減衰定数として2%程度が概ね妥当と思われる。
- ②地盤のダッシュポットを考慮しない解析では、下部構造の応答に地盤パネの変形が卓越する高次モードが現れ、実測結果と大きく異なるものとなった。地盤のパネとダッシュポットの両者を考慮することにより、このような高次モードはある程度抑えられる。
- ③主桁の橋軸方向の加速度波形には高周波数成分が見られる。図-9(a)に示されているように、可動支承の摩擦を非線形パネで考慮することにより、このような高周波数成分はある程度考慮できる。
- ④橋軸方向の応答解析では、上部構造の減衰を式(1)で考慮し、別途、地盤のダッシュポット、可動支承の摩擦減衰を考慮することにより、時刻歴波形、周波数特性ともに、実橋の応答を精度良くシミュレートできることが示された。
- ⑤橋軸直角方向の解析においても、地盤のパネとダッシュポットを考慮することで、地盤パネの変形が卓越する高次モードを抑えることができたが、今回の解析ケースはいずれも解析結果が実測値を上回っていた。地盤のダッシュポットの評価方法や橋台からの逸散減衰などに関する検討が必要である。

参考文献

- 1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成8年12月。
- 2)川島一彦，運上茂樹，吾田洋一：斜張橋の耐震性に関する研究（その1）振動実験から見た斜張橋の振動特性，土木研究所資料，No.2388，1986年6月。
- 3)山口宏樹，伊藤学，坂本邦宏，R.アディカリ：斜張

- 橋の振動減衰に関するデータベース構築と性状分析，鋼構造年次論文報告集，第1巻，1993年7月。
- 4)竹田哲夫，山野辺慎一，新原雄二：実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について，土木学会論文集No.626/I-48，pp.147~161，1999年7月。
 - 5) K. Kawashima, S. Unjoh, Y. Azuta: Analysis of damping characteristics of a cable stayed bridge based on strong motion records, *Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.7 No.1, pp.181-190, April 1990.
 - 6)稲富隆昌，竹田哲夫，大保直人，山野辺慎一：地震観測に基づくPC斜張橋「青森ベイブリッジ」の地震応答特性について，構造工学論文集，Vol.40A，pp.967~978，1994年3月。
 - 7) Todor GANEV, Fumio YAMAZAKI, Hiroshi ISHIZAKI, Masahiko KITAZAWA: Response analysis of the Higashi-Kobe bridge and surrounding soil in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* 27, 557-576, 1998.
 - 8)吉澤 努，森谷俊美，福永 勸，川端 淳：本州四国連絡橋の地震時挙動とシミュレーション解析，構造工学論文集，Vol.46A，pp.685~694，2000年3月。
 - 9) 関根，川口，中村：十勝大橋耐震設計について，土木学会北海道支部論文報告集，平成3年。
 - 10) 神山 繁，佐藤昌志，新原雄二，大保直人：張出し施工中のPC斜張橋の地震応答特性，第23回地震工学研究発表会論文集，1995年。
 - 11) 神山 繁，佐藤昌志，大保直人，新原雄二：十勝大橋(PC斜張橋)の1994年北海道東方沖地震での応答特性，第23回地震工学研究発表会論文集，1995年。
 - 12) 佐藤昌志，南雲広幸，大保直人，井上雅弘：十勝大橋(PC斜張橋)振動実験，第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.53~58，1995年10月。
 - 13) T. Satoh, K.Ikeda, H. Ohsaka, T. Kaneko: Development of a warning information system of earthquake, 12WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.
 - 14)南浩郎，大保直人，山野辺慎一，佐藤昌志，島田 武：地震観測に基づく十勝大橋(PC斜張橋)の振動特性，土木学会第53回年次学術講演会概要集，I-B439，pp.878~879，平成10年10月。
 - 15)佐藤正俊，上田稔，長谷部直男，梅原秀哲：ダムコンクリートの地震時の動弾性係数に関する研究，土木学会論文集，No.564/V-35，pp.43~55，1997年5月。
 - 16)柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981年。
 - 17)日本道路協会：道路橋支承便覧，平成3年7月。

(2000年9月14日 受付)