

(131) 土狩大橋の振動実験と地震観測に基づく応答解析

北海道開発局 開発土木研究所 池田 憲二
 北海道開発局 帯広開発建設部 佐々木秀男
 鹿島 技術研究所 ○一宮 利通
 鹿島 技術研究所 正会員 新原 雄二

1. はじめに

土狩大橋は、高規格幹線道路である帯広尾自動車道が一級河川十勝川を渡る地点に架設された大偏心外ケーブル方式5径間連続PC箱桁橋である。本橋は、我が国有数の地震地帯である北海道東部に位置することから、ゴム支承による水平力分散方式により耐震性の向上を図るとともに、耐震設計では動的解析により過大な断面力および変形が生じないことを確認している。しかし、水平力分散ゴム支承を採用した橋梁の歴史は浅く、また、大偏心外ケーブル方式の橋梁で振動実験や地震観測が行われた例はないため、本橋のような橋梁の地震に対する動的特性は十分に明確になっていない。

本橋では、耐震設計の妥当性の検討、同種橋梁の耐震設計へのフィードバック等を目的として、振動実験および地震観測に基づく地震応答解析を実施した²⁾³⁾⁴⁾。本報告は、これらの検討結果をまとめたものである。

2. 橋梁の概要

工 事 名：帯広尾自動車道芽室町土狩大橋上部工事
 構造形式：大偏心外ケーブル方式5径間連続PC箱桁橋
 橋 長：610.0m（支間 94.0+3@140.0+94.0m）
 幅 員：総幅員 23.0～30.0m（P3～A2間で拡幅有り）
 偏 向 塔：RC独立1本柱（1面吊り）
 橋梁一般図を図-1に、主要工事数量を表-1に示す。

表-1 上部工主要工事数量

コンクリート	(40N/mm ²)	16 253 m ³
鉄筋	(SD295A)	2 161 t
PC鋼材	(19S15.2B)	404 t
"	(12S12.7)	508 t
"	(12W8)	122 t
PC鋼棒	(1B32B2)	104 t

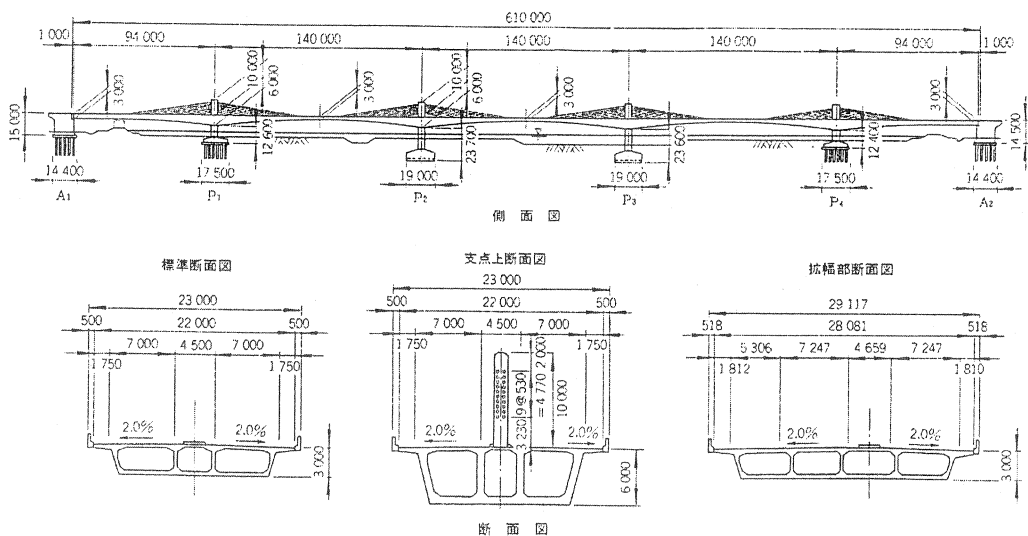


図-1 土狩大橋一般図

3. 振動実験

3.1 橋脚単体の振動実験

(1) 振動実験の概要

土狩大橋の橋脚は壁式橋脚で、P1、P4橋脚は杭基礎、P2、P3橋脚は直接基礎である。上部工架設後では起振機で橋脚を十分に加振することができないため、橋脚完成後、橋脚単体に対して起振機による振動実験を実施した。実験対象は、基礎形式の異なるP1橋脚およびP2橋脚とした。図-2に示すように、最大100kNの水平加振力を有する起振機を橋脚天端に設置して、橋軸方向に加振した。振動計は橋脚天端、橋脚下端およびフーチングに設置し、フーチングを含めた下部構造の振動特性が把握できるようにした。

(2) 振動実験結果

橋脚天端に設置した振動計から求めた共振曲線および1次モードの振動モード形状を図-3に示す。

P1橋脚の共振曲線には6.9Hzに1次モードのピークが見られるが、2次モードのピークは20Hz以上にありピークを捉えることができなかった。P2橋脚の共振曲線は4.7Hzと9.7Hzにピークがあり、それぞれ1次モードと2次モードである。いずれの共振曲線も、地盤へのエネルギーの逸散が大きいため明瞭なピークを示さなかった。

フーチング下端に、耐震設計に用いる地盤バネを付けて橋脚単体の固有値解析を行った結果を表-2に示す。P1橋脚の固有振動数は実測値の方が解析値よりも若干大きい、P2橋脚では両者はほぼ一致している。P1橋脚について、固有振動数の実測値に合うような地盤バネを算出し、全体系の動的解析を行ったが、地盤バネ定数の差が応答結果に及ぼす影響はごくわずかであった。

3.2 上部工の振動実験

(1) 振動実験の概要

上部工振動実験では、上部工重量が大きく起振機では十分な加振ができないため、常時微動測定による固有振動数および振動モードの測定と、トラック衝撃加振による減衰定数の測定を行った。

常時微動測定では、振動計をA1橋台から橋梁中央部までの橋面、偏向塔、橋脚、地盤上に配置し、各測

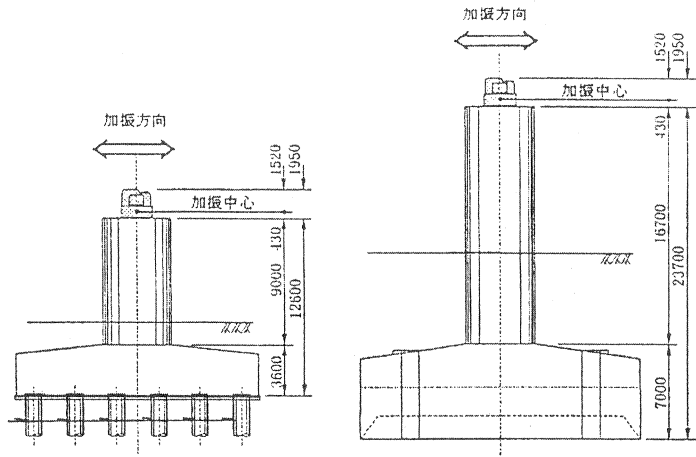


図-2 起振機による橋脚振動実験

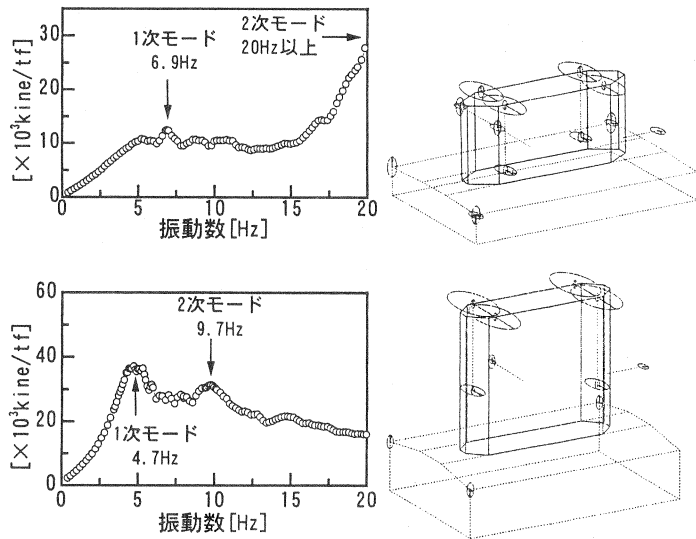


図-3 橋脚振動実験による共振曲線・振動モード

定点と地盤との伝達関数から固有振動数とモード形状を求めた。また、トラック加振実験では、橋面上の段差からトラックの後輪を落下させてその衝撃力で主桁を加振し、その後の自由振動波形にバンドパスフィルター処理を施すことにより減衰波形を求め、減衰定数を算出した。

さらに、耐震設計との整合性を確認するため、固有値解析も実施した。上部工振動実験時には橋面工が未施工であったため、設計モデルから橋面工重量を除き、さらに、桁の支持条件として以下の2種類のモデルを用いて解析を行った。

モデル1：ゴム支承のバネ定数を設計値としたもの（耐震設計モデル）

モデル2：ゴム支承の橋軸方向のバネ定数を剛にして変位を拘束したもの

(2) 振動実験結果

上部工振動実験および固有値解析から得られた固有振動数、減衰定数を表-3に、固有振動モードを図-4に示す。

1次モードはゴム支承が変形して主桁が橋軸方向にスウェイするモードであるが、常時微動からは1次モードは検出されなかった。2次~6次までのモードについては確認することができ、モード形状は実測結果と解析結果がほぼ一致していた。

固有振動数は、モデル1よりもモデル2のほうが実測値に近い値を示した。これは、常時微動測定ではゴム支承に水平変形が生じないため、実際の挙動はゴム支承のバネ定数を固定としたケース2に近かったためであると考えられる。

減衰定数は耐震設計の値よりも小さめであったが、これは振動実験の振幅レベルが耐震設計のものに比べて小さいためであると考えられる。ただし、過去のPC斜張橋の実測結果と比較すると、ほぼ同程度であった⁵⁾。

表-2 橋脚単体の固有振動数

	振動モード	振動実験	解析値
P1橋脚 (杭基礎)	1次	6.9Hz	6.19Hz
	2次	20Hz以上	17.50Hz
P2橋脚 (直接基礎)	1次	4.7Hz	5.10Hz
	2次	9.7Hz	9.98Hz

表-3 上部工の固有振動数・減衰定数

	振動実験		解析による固有振動数	
	固有振動数	減衰定数	モデル1	モデル2
1次モード	確認できず	確認できず	0.452 Hz	—
2次モード	0.594 Hz	0.0081	0.537 Hz	0.649 Hz
3次モード	0.830 Hz	0.0080	0.730 Hz	0.834 Hz
4次モード	1.124 Hz	0.0133	0.972 Hz	1.064 Hz
5次モード	1.477 Hz	0.0137	1.286 Hz	1.357 Hz
6次モード	1.666 Hz	0.0106	1.444 Hz	1.513 Hz

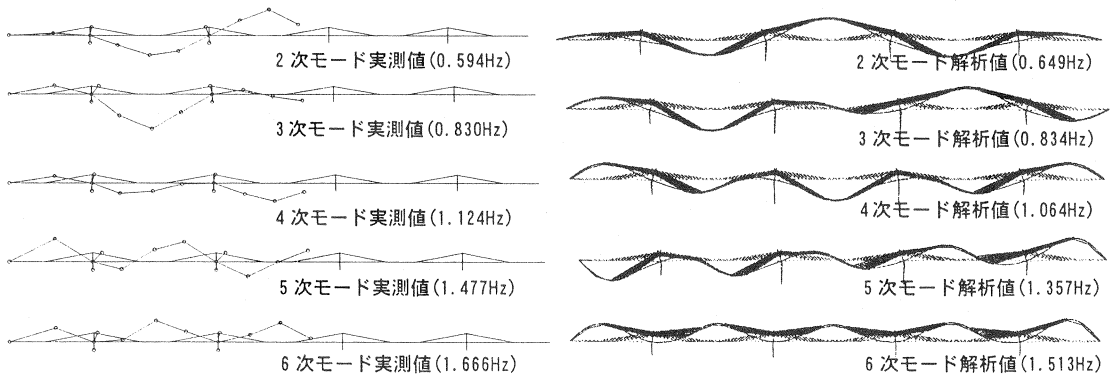


図-4 上部工の固有振動モード (左は実測値, 右はケース2の解析値)

4. 地震応答解析

4. 1 地震観測の概要

地震計の設置位置を図-5に示す。地盤9成分、フーチング12成分、橋脚天端2成分、主桁10成分、塔頂2成分の35台の地震計と、ゴム支承の変形を測定する変位計がP1、P2橋脚にそれぞれ1台ずつ設置されている。

地震観測は施工中の1997年5月から開始され、2000年3月までにいくつかの地震が観測されている。上部工連結後、上部工に設置された地震計の観測が開始されてからは、2000年1月28日の地震で観測記録が得られている。観測地震の概要を表-4に、地盤の観測波形を図-6に示す。

ここでは、この観測記録を用いて、地盤の3方向の加速度記録を入力波形として上部工の応答解析を行い、耐震設計で用いた解析モデルの妥当性を検証することとした。

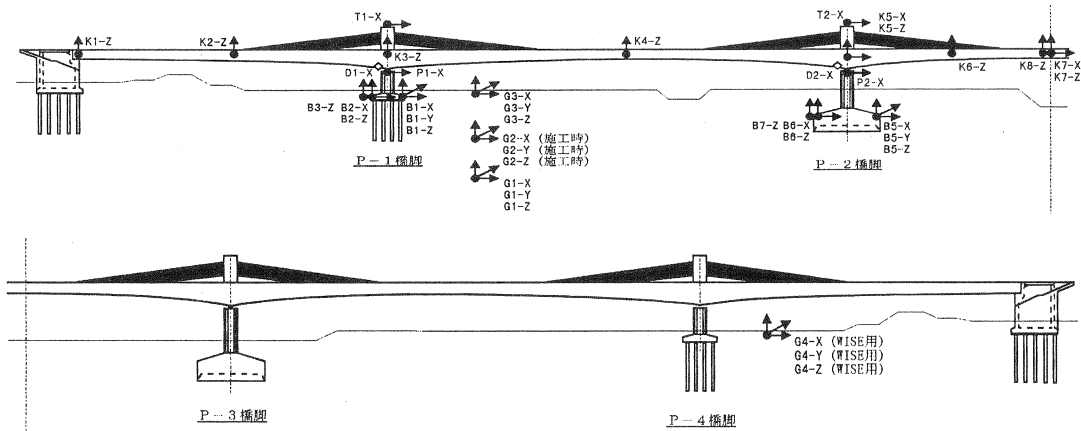


図-5 地震計設置位置

表-4 2000年1月28日の観測地震の概要

震源位置	N43° 0', E146° 54', 根室半島南東沖, 深さ 60km
マグニチュード	6.8
帯広の震度	3
架橋地点のPGA	X:16gal, Y:15gal, Z:8gal

4. 2 解析モデル

動的解析に使用した解析モデルは、耐震設計時のモデルから橋面工重量を除いた3次元フレームモデルを基に、表-5に示した2種類のモデルを用いた。

モデル1は耐震設計に用いたモデルで、減衰定数、支承のパネ定数、地盤パネのパネ定数に設計値を用いている。モデル2は、これらの諸量に振動実験等による実測結果を反映させたものである。減衰定数については、ゴム支承の変形が卓越する1次モード(図-7)は実支承を用いた載荷試験結果から3%とし、2次~6次モードは上部工振動実験の結果から0.8~1.4%とし

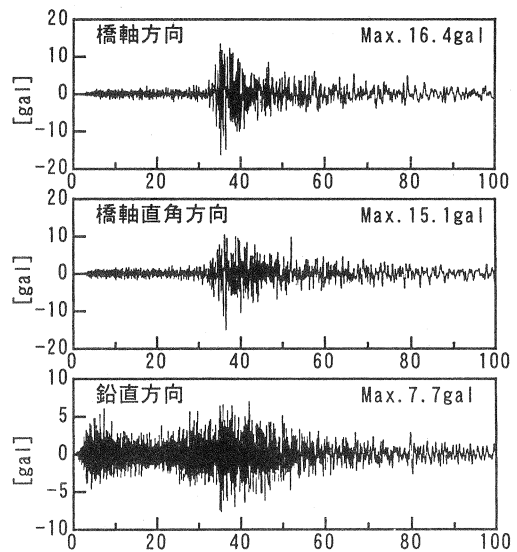


図-6 地盤の加速度記録
(P4橋脚近傍地盤)

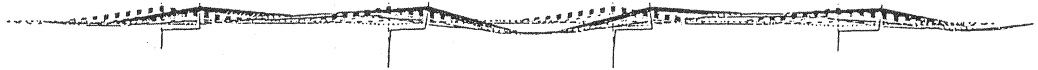


図-7 1次モード形状 (0.436Hz)

表-5 解析に用いたモデル

モデル名	減衰定数	支承のパネ定数	地盤のパネ定数
モデル1	設計値 (コンクリート部材 3% 相当)	設計値 (載荷試験による)	設計値 (現地土質調査による)
モデル2	上部工振動実験において測定された実測値を使用 (1%程度)	地震時の主桁慣性力と支承の変形から等価剛性を算出	橋脚起振実験の結果をもとにパネ定数を補正

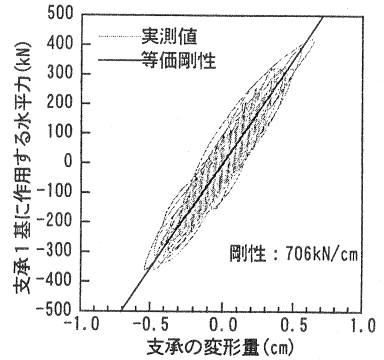


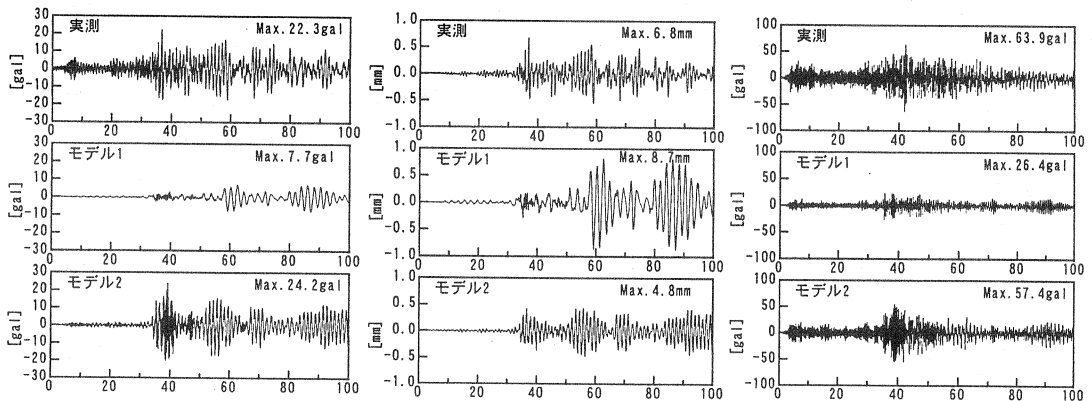
図-8 地震記録から求めたゴム支承の荷重-変形図と等価剛性

た。地盤のパネ定数は起振機を用いた橋脚の振動実験による共振曲線から算出した。ゴム支承のパネ定数は、地震時に観測された主桁の橋軸方向加速度に主桁重量をかけて算出した上部工慣性力と、同じく地震時に観測されたゴム支承のせん断変形量とを用いて算出した等価剛性とした (図-8)。算出されたゴム支承の地震時の等価剛性は、パネ定数の設計値よりも 3.3 倍程度高いものであった。これは、設計値が変形量 140mm の載荷試験から得られたものであるのに対して、本地震による支承の変形量は 6mm 程度であったこと、さらに地震発生時が気温 -20℃ 程度の極低温下であったことなどが原因と考えられる。

4.3 観測地震波を用いた動的解析結果

図-6 に示す地盤の観測記録を入力波形とする動的解析により得られた主桁の橋軸方向加速度、ゴム支承の変形、主桁の鉛直方向加速度を図-9 に示す。

主桁の橋軸方向加速度を見ると、モデル1 では実測値に比べて周期が長く振幅が小さいのに対して、モデル2 では振動の周期や振幅が実測値に近いことがわかる。また、ゴム支承の変形についても、モデル1 では周期が長く 60 秒以降で振幅が大きくなっているのに対して、モデル2 の方が実測値に近い。これは、今回のような小地震時の微小振幅におけるゴム支承のパネ定数が、耐震設計時の大振幅領域のものとは異なるため、図-8 で求めたゴム支承の等価剛性が妥当であることがわかる。また、主桁の鉛直方向加速度を見る



(a) 主桁の橋軸方向加速度 (b) ゴム支承の変形 (P2 橋脚) (c) 主桁の鉛直加速度 (P1~P2 径間中央)

図-9 観測地震波を用いた地震応答解析結果

と、モデル1の最大加速度は実測値の半分程度であるのに対して、モデル2の方が実測値をうまく再現していることがわかる。これは、実橋振動実験結果を基に、上部工の減衰定数を耐震設計時の3%から1%程度に下げたためである。

以上の結果から、耐震設計で用いた解析モデルに対して、振動実験結果等を考慮して補正することによって、今回のような小地震時の応答をシミュレートできることが示された。

5. まとめ

土狩大橋では、耐震設計の妥当性を検証すること等を目的として、橋脚の起振機実験、上部工振動実験、および地震観測で得られた波形を用いた地震応答解析を行い、以下の結果を得た。

- ① 橋脚の固有振動数は実測値と解析値が概ね一致しており、固有振動数の実測値から逆算した地盤バネを用いて全体系の動的解析を行っても、地盤バネ定数の差が応答結果に及ぼす影響はごくわずかであった。
- ② 常時微動測定では、1次モードは検出されなかったが、2次～6次までのモード形状は実測結果と解析結果がほぼ一致しており、固有振動数も支承条件を補正することによって両者はほぼ一致した。
- ③ 上部工の減衰定数は、振動実験の振幅レベルが小さいため耐震設計の値よりも小さめであったが、過去のPC斜張橋の実測結果と概ね同程度であった。
- ④ 地震観測で得られた波形を用いた地震応答解析を行った結果、耐震設計で用いた解析モデルを補正することによって小地震時の応答をシミュレートすることができた。

本検討で行った振動実験および地震応答解析は微小な振幅および小地震時を対象としたものであるため、解析モデルを補正する必要があったが、耐震設計で用いた解析モデルは妥当であったといえる。耐震設計で想定しているような地震時の観測記録が得られれば、より精度よく評価できるものと思われる。

6. おわりに

本橋は橋梁の本体工事を終え、現在、橋面工を施工中である(写真-1)。完成後も地震観測を継続し、随時観測結果を報告する予定である。本報告が、大偏心外ケーブル方式PC橋の耐震設計を行う上で、参考になれば幸いである。

最後に、振動実験および地震観測を行うにあたり、ご指導をいただいた「土狩大橋技術検討委員会」の各委員をはじめ、貴重なご意見やご協力をいただいた関係者の方々に感謝の意を表します。

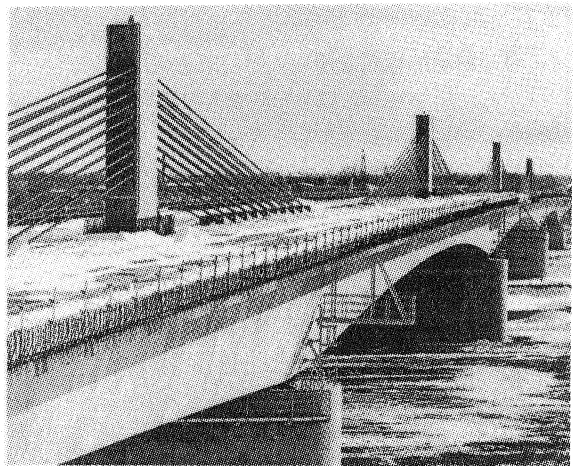


写真-1 土狩大橋全景

参考文献

- 1) 渡辺, 他: 土狩大橋の計画と設計, プレストレストコンクリート, Vol. 39, No. 2, 1997
- 2) 阿部, 他: 土狩大橋の施工, 橋梁と基礎, Vol. 34, No. 4, 2000
- 3) 酒向, 他: 土狩大橋上部工/橋脚の振動実験, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, 第1部, 2000
- 4) 阿部, 他: 地震観測記録を用いた土狩大橋の地震応答解析, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, 第1部, 2000
- 5) 竹田, 他: 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, 1999