

安芸灘大橋の芸予地震(H13.3.24) による応答について

荻原勝也¹・新田勉¹・西森孝三²・太田晴高²

¹正会員 広島県道路公社 建設課(〒730-0015 広島市中区橋本町7-14)

²正会員 (株)総合技術コンサルタント 大阪支社(〒533-0033 大阪市東淀川区東中島3-5-9)

安芸灘大橋(中央径間長 750m 吊橋)は広島県呉市の約 12km 東に位置している。平成 13 年 3 月 24 日 15 時 28 分に、本橋に非常に近い位置(震央距離 11km)で芸予地震(M=6.4)が発生し、この記録を本橋の動態観測システムが捉えた。観測機器として、主桁の中央径間中央と 1/4 位置に速度計 7 成分、塔部に加速度計 5 成分、塔基礎頂部とアンカレイジ付近の地盤に地震計 6 成分をそれぞれ配置している。主な最大加速度は地盤で 134gal、主桁で 312gal、塔頂では記録装置の最大値である 490gal 以上であった。なお、橋梁は無被害であった。本稿は、観測値を分析して得られた橋梁の卓越振動数と設計時の固有振動数の関係、主要点の観測値と解析値の関係等について、速報版としてまとめたものである。

Key Words : Suspension bridge, Geiyo earthquake, Dynamic observation system, Seismic responses

1. はじめに

平成 13 年 3 月 24 日 15 時 28 分に芸予地震が発生し、広島県や愛媛県の土木構造物等に多くの被害をもたらした。気象庁の速報¹⁾によると、震源は北緯 34.1 度、東経 132.7 度の安芸灘で、深さ 51km、マグニチュード(Mj)6.4、南北方向に断層が移動したとのことである。安芸灘大橋は広島県呉市の約 12km 東にあり、図-1 に示すとおり震央距離 11km と震源に非常に近くに位置している。

同図に示されるように、この地域はほぼ 50 年ごとにマグニチュード 6~7 の地震が発生しており、本橋の耐震設計はこれらの近距離地震の影響等も考慮して行ったが、供用開始(H12.1.18)以降、鳥取県西部地震(H12.10.6, Mj=7.3、震央距離 149km)と今回の芸予地震の記録を本橋の動態観測システムが続けて捉えた。幸い両地震に対して本橋は全くの無被害であったが、特に芸予地震におけるアンカレイジ付近の地盤加速度から算定した応答スペクトルは、震源が近いこと当初設計時のスペクトル水準に部分的に一致しており、この記録は本橋耐震設計の貴重な検証データと考られる。

本稿は、観測値から算定される卓越振動数や最大応答について解析との対比等を行ったものである。

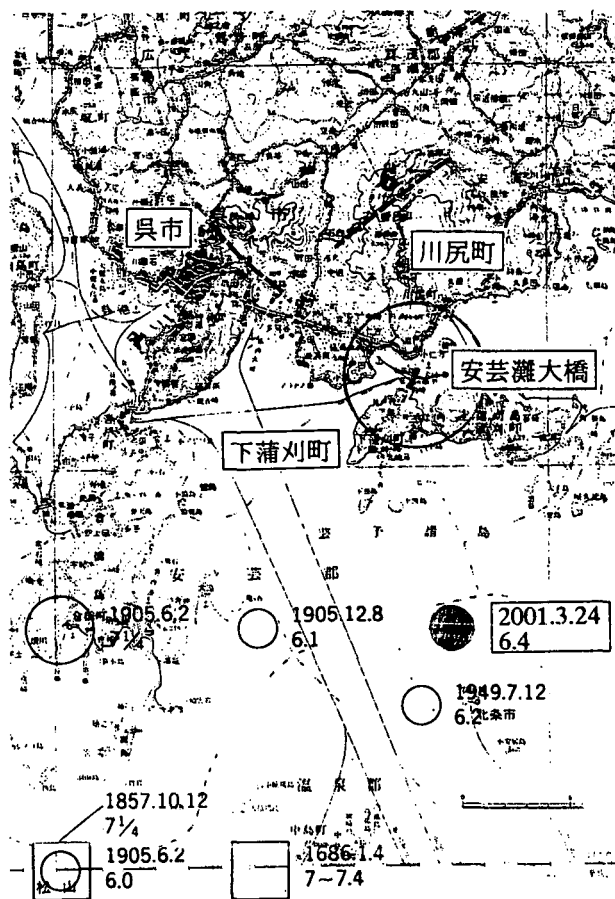


図-1 芸予地震の震央と安芸灘大橋の位置²⁾

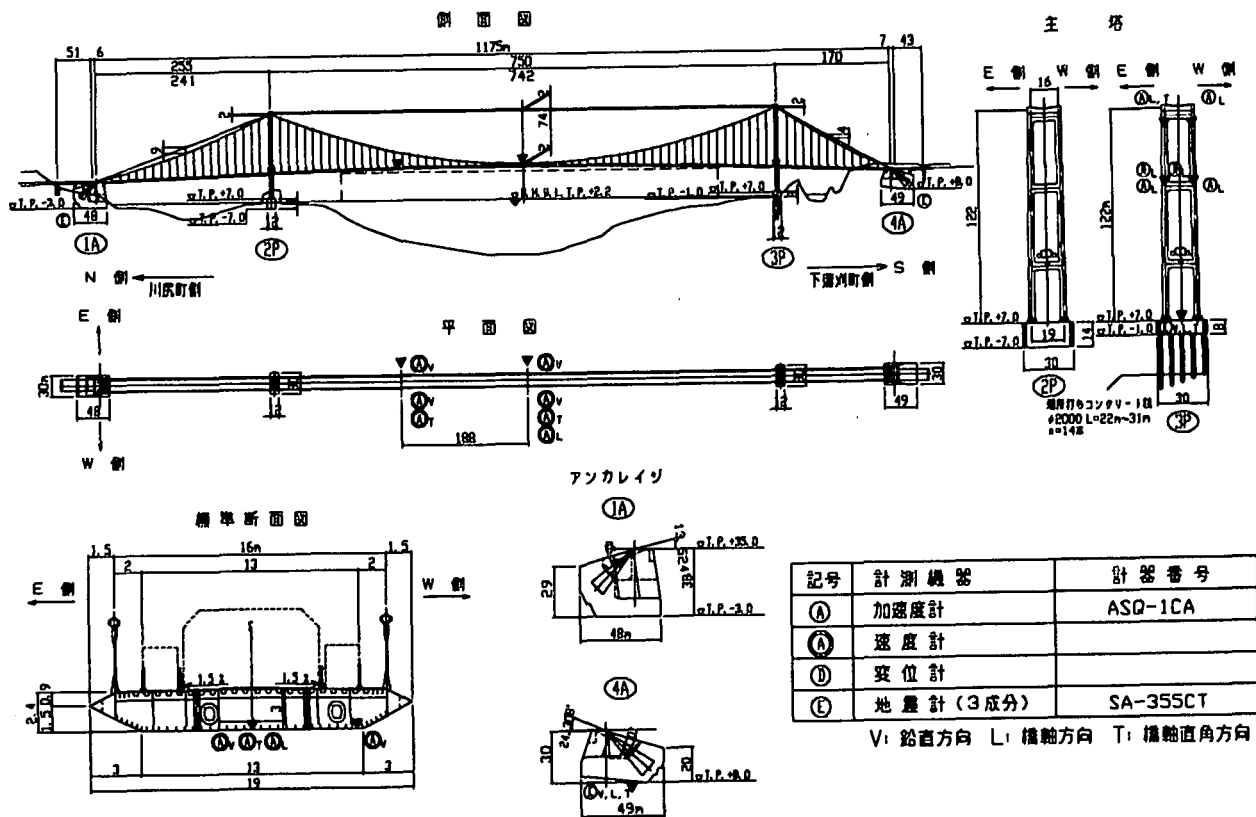


図-2 安芸灘大橋の全体図と観測機器の配置³⁾

2. 安芸灘大橋の地震観測位置と最大値

安芸灘大橋は図-2のとおり中央径間長750m、橋長1,175mの吊橋である。各基礎の支持地盤はS波速度(V_s)1,400m/s程度の岩盤であるが、3P塔基礎については、石灰質岩盤中に空洞が数カ所確認されたため杭基礎としている。

本橋では動態観測のため、同図に示すように、中央径間の中央と川尻側1/4点に速度計を、3P塔の頂部と腹部に加速度計を、また、3P塔基礎頂部と4Aアンカレイジ付近の地盤に地震計(加速度)をそれぞれ配置している。

各測点の最大応答値を表-1にまとめた。なお、波形のサンプリングは100Hzピッチであり、120秒間のデータについて中立軸補正を行ったのち、0.05Hzのハイパスフィルターを掛けてフーリエ積分した。

最大加速度に着目すると以下の傾向がある。

- 4A地盤と3P基礎頂部の大小関係は橋軸>直角>鉛直の順である。
- 3P塔頂は上記に対応して、橋軸>直角である。
- 主桁中央では鉛直>直角>橋軸の順であり、地盤および基礎の値とは傾向が異なる。主桁では鉛直方向振動について減衰性が小さい可能性が

表-1 最大応答値(絶対)

観測位置	成分	加速度	速度	変位
		(gal)	(kine)	(cm)
主桁: 中央径間中央	直角方向c	-157.260	7.761	-2.018
	橋軸方向c	-136.000	-12.212	-3.338
	鉛直方向c	169.110	10.142	3.123
主桁: 中央径間1/4	直角方向c	114.060	6.719	-1.874
	鉛直方向c	-311.790	-15.230	3.178
	鉛直方向w	291.340	-15.312	3.053
	ねじり(mrad)	202.900	-4.734	0.621
3P塔頂	直角方向e	-140.560	-16.296	-3.157
	橋軸方向e	490.070	17.554	-1.881
	橋軸方向w	489.600	-19.767	1.706
	ねじり(mrad)	-290.550	6.075	0.332
3P塔腹部	橋軸方向e	-405.300	-17.113	2.474
	橋軸方向w	438.080	17.076	2.300
	ねじり(mrad)	288.100	-5.963	0.302
3P基礎頂部	直角方向	145.330	6.126	-0.928
	橋軸方向	217.830	-8.417	1.458
	鉛直方向	-98.392	3.626	-0.480
4A地盤	直角方向	94.216	-5.325	-1.139
	橋軸方向	134.410	5.974	1.466
	鉛直方向	79.338	2.605	0.452

注1) ねじりの単位は mrad/s^2 , mrad/s , mrad である。

注2) c, e, wはそれぞれ部材または断面の中央、東側、西側の測点を意味する。

注3) 0.05Hzのハイパスフィルター使用

注4) 中央径間中央と1/4点の加速度と速度は微分と積分の値、3P塔、基礎および4A地盤の速度、変位は積分値

推測される。

- 4A地盤を入力と見なして3P基礎頂部の値を見ると、増幅度は橋軸(1.62)>直角(1.54)>鉛直

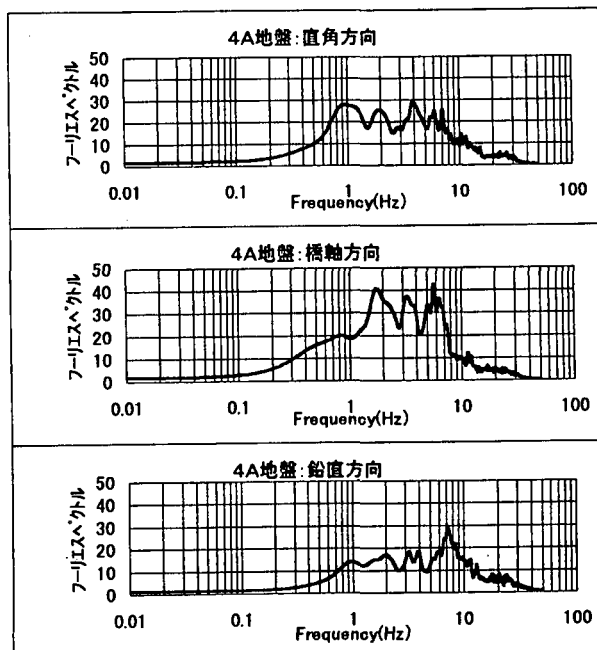
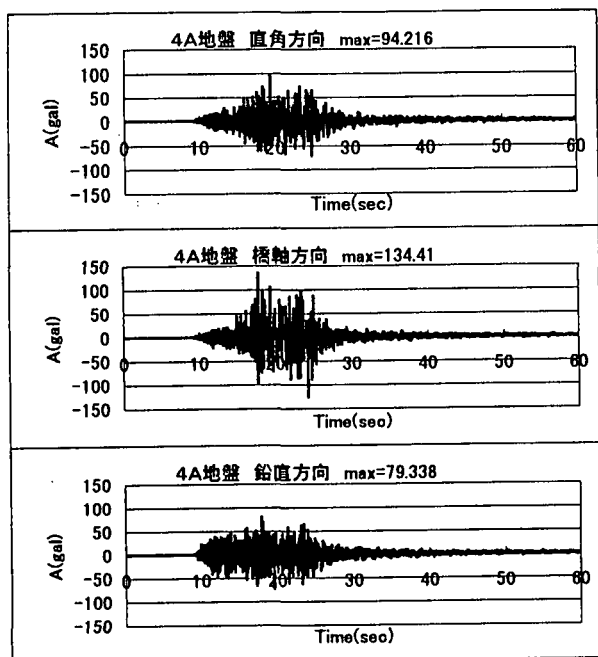


図-3 地盤の加速度波形とフーリエスペクトル(0.5Hz バンドパス フィルター使用)

(1.24)の関係があり、減衰性を含めた地盤ばねの特性の差が現れている。特に鉛直成分の増幅度が小さく、この方向には高い減衰性が推測される。

e) 3 P 塔頂と腹部の橋軸方向の関係は加速度については塔頂の方が大きい、変位については腹部の方が幾分大きく、塔頂の主ケーブルによる拘束の影響が見受けられる。

3. 地盤加速度と応答スペクトル

4 A 地盤付近の加速度波形とそのフーリエスペクトルを図-3に示す。同図には、橋軸直角方向で 0.96, 1.9, 3.9Hz に、橋軸方向で 1.8, 3.3, 5.7Hz に、鉛直方向で 7.2Hz にそれぞれ顕著なピーク振動数が認められる。また、水平成分の波形には約 20 秒付近に波形の谷が認められ、2つのイベントが推測される。

図-4にこれら波形の応答スペクトルと本橋の設計スペクトルを示した。設計スペクトルは再現期間 125 年の統計確率論によるものをベースに、近距離地震として震央距離 50km, マグニチュード 7 クラスの芸予地震と、遠距離地震として震央距離 140km, マグニチュード 8 クラスの日向灘地震を考慮して設定したものである³⁾。これらの配慮のためもあって、今回の地震による水平成分のスペクトルは周期 0.5 秒と 1.1 秒付近で設計スペクトルに接してはいるが越えておらず、上部構造は弾

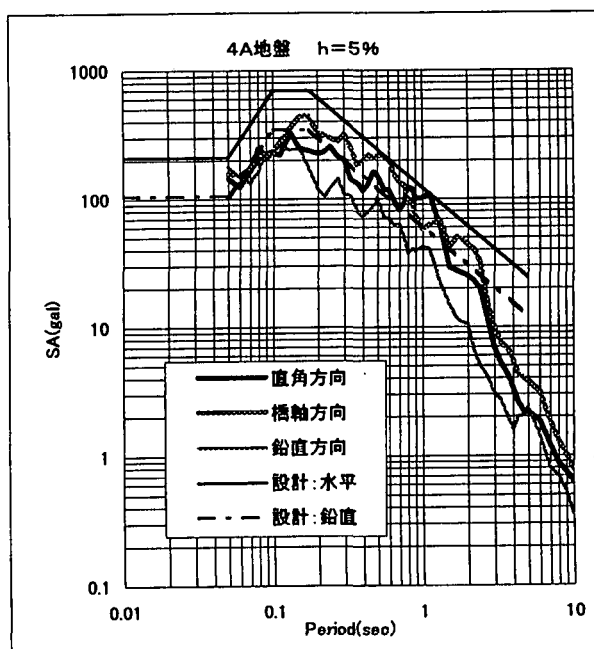


図-4 地盤の加速度応答スペクトル

性内の挙動であったと考えられる。震後の点検では変状は確認されていない。また、地震スペクトルには以下の傾向が認められる。

- 周期 0.2 ～ 2 秒付近のスペクトルの低下の様子は設計スペクトルと整合性があるが、2 秒以上については、さらに急激に低下している。このような傾向は兵庫県南部地震のスペクトルにも認められるものである。
- 鉛直成分については、周期 0.2 秒以上で、水平成分の概略 1/2 のレベルである。ただし、周期 0.1 秒以下の周期帯では水平と鉛直のスペクトルは同レベルである。

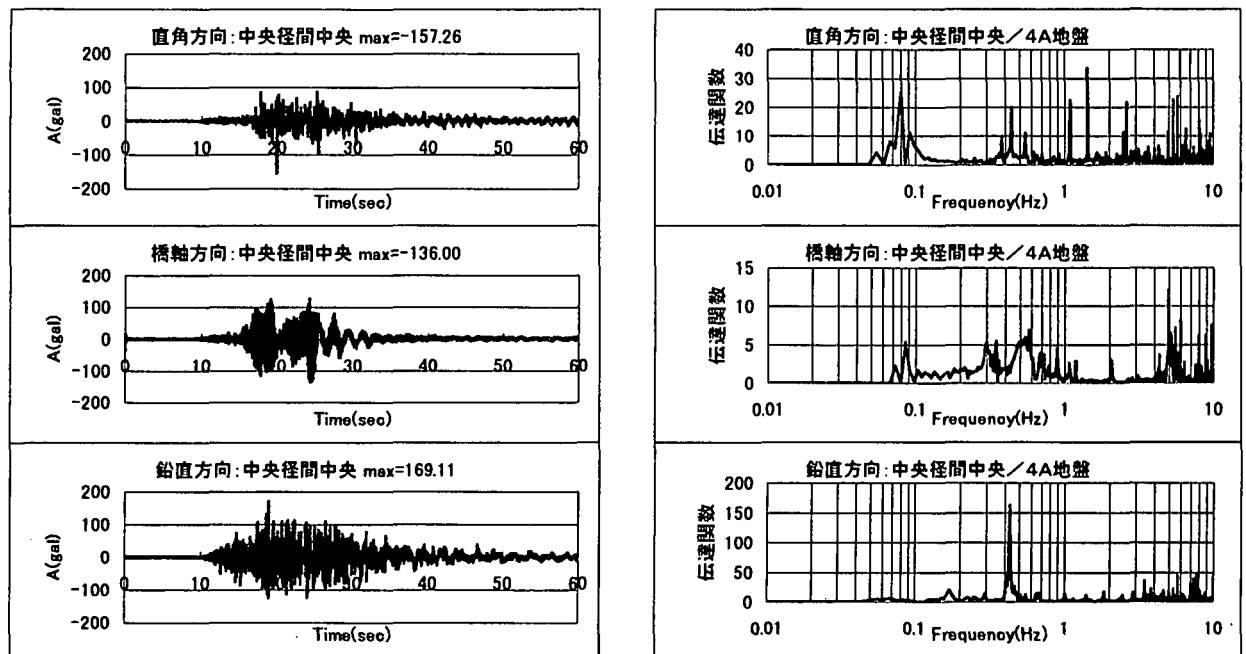


図-5 中央径間中央の加速度波形と周波数伝達関数(基準 4 A 地盤)

4. 観測値と解析の関係

(1) 主桁の固有振動性状

主桁中央径間中央の微分による加速度波形と、4 A 地盤波形に対する周波数伝達関数を図-5に示す。中央径間 1/4 測点の伝達関数との関係も踏まえ、設計時の低次固有振動数との関係を表-2に対比したが、両者は 4 ~ 5 % の差異に収まっている。振動数刻み (0.0061 Hz) を考えると良く一致していると考えられる。

(2) 最大応答加速度の解析との対比

4 A 地盤加速度 3 成分を同時入力して、設計時の基礎を含む全体骨組みモデルについて応答解析をモード重合せによる時刻歴法にて行った。この際、減衰定数は主桁、ケーブルおよび塔を $\eta=2\%$ 、基礎地盤ばねを $\eta=20\%$ とした。

観測値との関係は、図-6のとおり、4 点を除いて解析値はほぼ合っていると言える。これら 4 点は主桁の鉛直方向と塔の橋軸方向の値であり、塔の応答に影響する主桁やケーブルの鉛直面内の振動に関する減衰性の小ささが示唆されている。

表-2 主桁の固有振動数と観測値の関係

モードNo.	解析値		b:観測値(Hz)	a/b
	a:固有値(Hz)	主桁モードパターン		
1	0.076	水平面内 対称1次	0.079	0.962
2	0.130	鉛直面内 逆対称1次	----	----
3	0.165	鉛直面内 対称1次	0.171	0.965
4	0.214	鉛直面内 対称2次	----	----
5	0.220	水平面内 逆対称1次	0.208	1.058
6	0.280	鉛直面内 対称3次	----	----
7	0.300	鉛直面内 逆対称2次	0.299	1.003
8	0.353	水平面内 対称2次	0.348	1.029

注) 観測波の振動数刻み: 0.0061 Hz

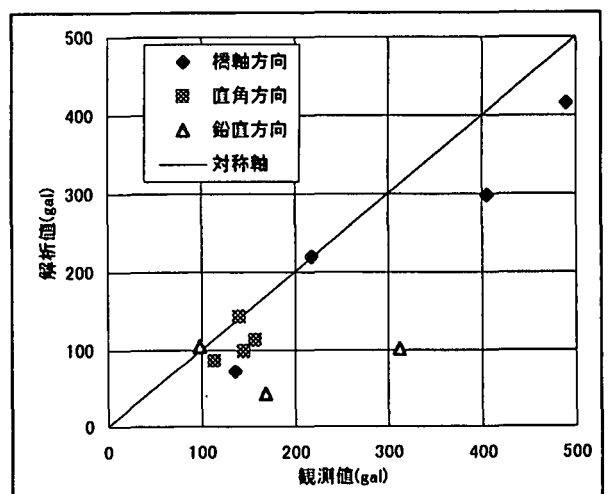


図-6 最大加速度の観測と解析の関係

5. おわりに

今回の芸予地震は本橋の設計地震力に近く、その応答の再現性を試みた。固有振動性状については設計時モデルの適切性が一部ではあるが検証できたと考えられる。今後は基礎の応答や、特に上部工の減衰性等に関しさらに検討の予定である。

参考文献

- 1) ニュースレター, 日経コンストラクション, p16, 2001.4.13
- 2) 活断層研究会編: 日本の活断層, 東京大学出版会, p91, 1993 (一部加筆)
- 3) 広島県・広島県道路公社: 安芸灘大橋工事誌, 2000.10

(2001.5.25 受付)