

和歌山ジャンクションAランプ橋の設計

三井住友建設(株)	正会員	○鍋谷 佳克
西日本高速道路(株)	正会員	山本 泰造
西日本高速道路(株)		山口 将夫
三井住友建設(株)	正会員	諸橋 明

1. はじめに

Aランプ橋は、和歌山県岩出市雄ノ山国有林地内から和歌山市湯屋谷に位置し、京奈和自動車道と阪和自動車道を接続するランプ橋で、橋長416m、全幅員7.65～9.60mのPRC6径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である。本橋の平面曲線は $R=150\text{m}$ であり、波形鋼板ウェブ橋の高速道路としては国内最急曲線となること、建設中の雄ノ山高架橋や阪和自動車道を横断することから桁高が制限されていることなど厳しい線形条件下に置かれている。本稿は、ランプ橋特有の線形により制約を受けた波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計について報告するものである。

2. 橋梁概要

平面線形は、PA2-PA3の支間中央部付近からAA2にかけて $R=150\text{m}$ 、横断勾配9.000‰を有している。また、供用中のJR阪和線および阪和自動車道、同時期に施工する紀北西道路雄ノ山高架橋と交差しており、制約条件のある中での工事となっている。

橋梁一般図を図-1、橋梁諸元を表-1、主桁断面図を図-2に示す。

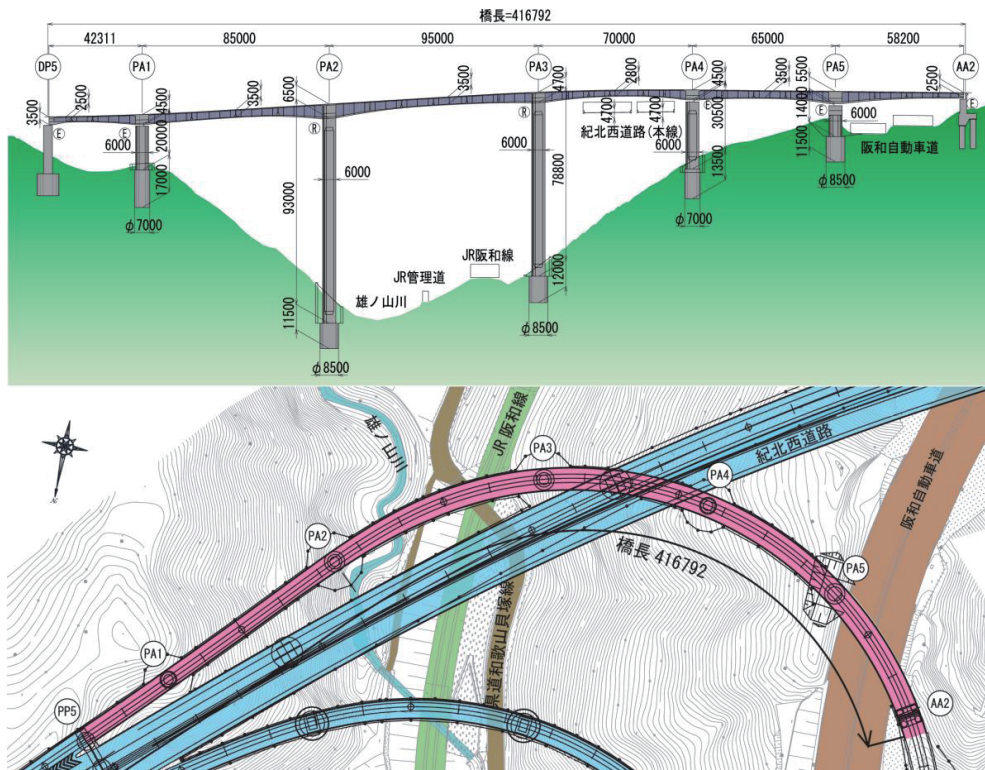


図-1 橋梁一般図

3. 設計概要

3.1 断面力の算出方針

曲線構造における構造解析上の指標となる1支間あたりの交角は、PA2からPA3（支間長L=95.0m）において最大であり $\phi=31^\circ$ である。道路橋示方書によれば、 $5^\circ < \phi \leq 30^\circ$ 程度でねじりモーメント以外は直線橋同様の扱い、 $30^\circ < \phi \leq 45^\circ$ 程度ですべての断面力を曲線を考慮して算出、 45° 程度 $< \phi$ で立体FEM解析などでそり拘束ねじりの影響を考慮する、となっている。¹⁾ 本橋はR=150mを有しており曲線半径は高速道路最小であるが、交角を指標とした構造解析上の分類は直線橋と曲線橋の中間に位置した構造である。こうした構造の特徴を考慮し、より厳密な設計を行うことを目的として、クリープ・乾燥収縮以外の断面力は、すべて立体格子骨組解析を用いることとした（図-3）。

3.2 そり拘束ねじりに対する検討

上述のように、道路橋示方書においては構造解析でそり拘束ねじりの影響は考慮しなくてよいこととなる。しかしながら本橋は、コンクリートウェブ箱桁に比べてねじり剛性の低い波形鋼板ウェブ箱桁であるため、そり拘束ねじりについての検討を行うこととした。

(1) 解析モデルおよび載荷荷重

検討は3次元FEM解析により行った。解析モデルは、交角の最も大きいPA2-PA3径間（交角31度）を対象とし、1支間95m分の直線モデルと曲線モデルとした。図-4に示すように、ねじりによる応力度を顕著に比較できるように、上床版に線荷重を偏載させ、直線モデル（CASE-1）と曲線モデル（CASE-2）の発生応力度を比較することでそり拘束ねじりに対する検討を行うものである。載荷する線荷重は単位荷重であり、解析により発生した応力値は影響値となる。直線の波形鋼板ウェブ箱桁は実績が多数ある。よって曲線モデルの応力の影響値と直線モデルの応力の影響値が同程度にできれば、そり拘束の影響を排除できたと言える。方策として中間隔壁を増設することとし、両モデルの応力の影響値が同程度となる隔壁数を検討した。

表-1 橋梁諸元

工 事 名	和歌山ジャンクション Aランプ橋工事
構 造 形 式	PRC6径間連続ラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋
橋 長	416.792m（道路中心線上）
支 間 長	415.511m（道路中心線上）
全 幅 員	7.650~9.600m
平 面 線 形	R=3000m ~ A=100m ~ R=150m
縦 断 勾 配	0.976% ✓ ~ 6.000% ✓ ~ 1.052% \
横 断 勾 配	2.000% ✓ ~ 1.500% ✓ ~ 9.000% \

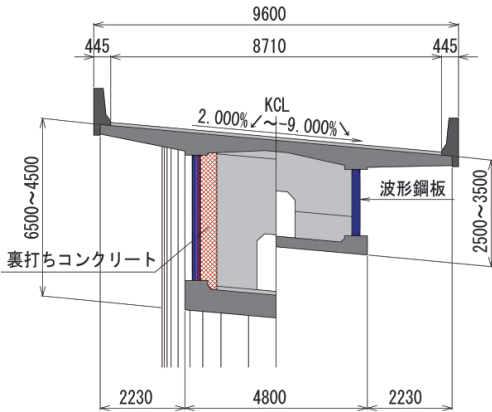


図-2 断面図

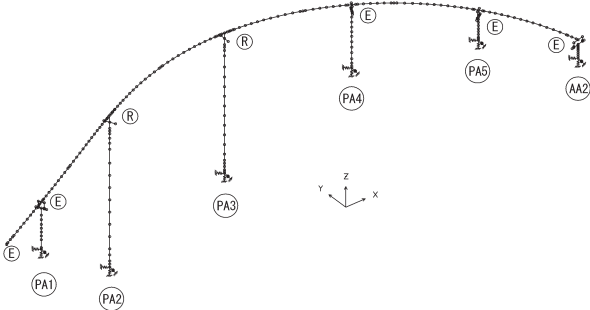


図-3 立体格子骨組解析モデル

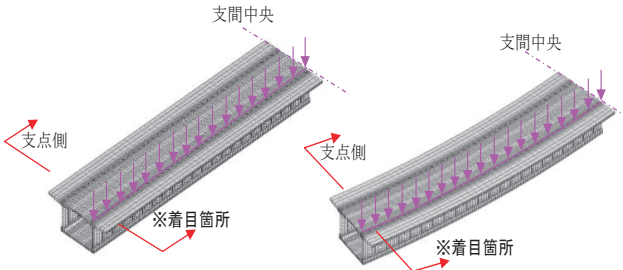


図-4 解析モデル

(2) 検討結果

図-5に示すグラフは単位線荷重による橋軸方向応力度の影響値である。曲線外側端部において、橋軸方向引張応力が発生しているが、この応力の影響値が直線モデルと同程度となれば、設計においてそり拘束ねじりの影響を考慮しなくてよいこととなる。そり拘束ねじりの影響が小さい直線モデル（隔壁1箇所）での応力度は曲線外側端部で 6.58N/mm^2 に対し、曲線モデル（隔壁1箇所）での応力度は 7.08N/mm^2 になり、そり拘束ねじりの影響による応力度が大きくなる。曲線モデルにおいて中間隔壁数を5箇所（約15m/箇所）設けた場合、応力度が 6.16N/mm^2 と直線モデルでの応力度以下となる。この結果より、R150m区間（PA2-AA2径間）においては、中間隔壁を15m以下で配置することとし、そり拘束ねじりの影響を考慮しないものとして設計を行った。

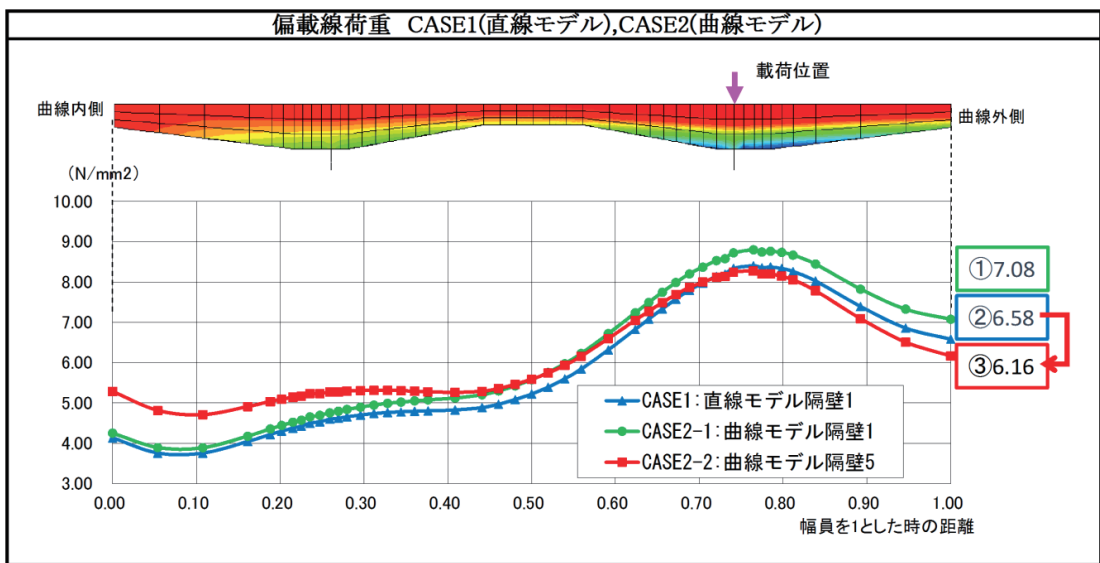


図-5 そり拘束による応力度グラフ

3.3 耐震設計

(1) 検討要領

PA2およびPA3橋脚がラーメン橋脚であることに加え、PA2およびPA3が30m以上の橋脚高さを有する「橋脚高さが高い橋」であることから、レベル1地震時（耐震性能1）とレベル2地震時（耐震性能2）ともに3次元モデルによる動的解析を実施した。加振方向は、曲線橋であることを考慮し、全体座標系のX方向を基準に15度ずつ回転させた12方向とした（図-6）。

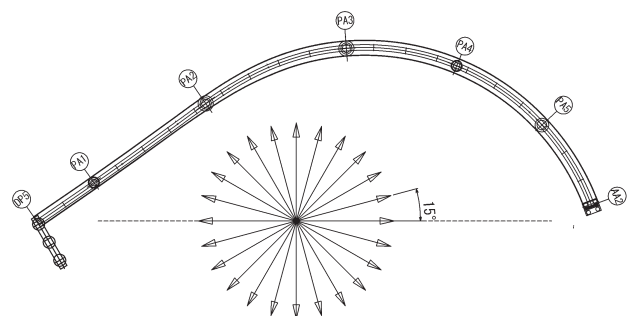


図-6 加振方向

初期断面力（死荷重時断面力）については曲線の影響が大きいため、立体格子骨組モデルにて算出された断面力を使用した。死荷重時の断面力は各下部工位置での主桁接線方向（またその法線方向）に対して算出されるが、最も厳しい方向に対する安全性を担保するために、主桁接線方向およびその法線方向に算出されている死荷重時の曲げモーメントおよびせん断力を二乗和平方根し、地震時慣性力に加算するものとした。

(2) 検討結果

L2地震時における各橋脚の曲率を表－2に示す。加振方向については、ある特定の方向が厳しいのではなく、さまざまな方向で決定することが確認された。また、弾性域であるPA2およびPA3橋脚は最大応答曲率 ϕ_{max} が初降伏曲率（最外縁鉄筋降伏時） ϕ_{yo} に対して余裕がないことから、決定加振方向の前後15度の範囲において加振方向を5度ずつ回転させ検討を行ったが、結果的には15度ずつ回転させたケースにて決定する結果となった。なお、PA1およびPA4橋脚の柱基部がL2地震時動的照査にて降伏するため、プッシュオーバー解析により橋脚基部の最大応答値を算出し、基礎の耐力照査を行い、制限値以内であることを確認した（表－3）。上部工については、塑性化しないことを確認するとともに、発生せん断力およびねじりモーメントに対して波形鋼板の板厚を検討した。この結果、全ての部位が終局荷重時にて決定した。使用材料については、SM490Y材との経済比較を行い、SM570材を使用することとした（表－4）。

表－2 橋脚曲率結果

	決定加振方向	曲率		判定
PA1	30度	最大応答曲率 (ϕ_{max})	1.74E-03	降伏
		初降伏曲率 (ϕ_{yo})	4.28E-04 (4.065)	
		許容曲率 (ϕ_{pa})	2.26E-03 (0.770)	
PA2	120度	最大応答曲率 (ϕ_{max})	6.51E-04	弾性
		初降伏曲率 (ϕ_{yo})	6.59E-04 (0.988)	
		許容曲率 (ϕ_{pa})	1.38E-03 (0.472)	
PA3	30度	最大応答曲率 (ϕ_{max})	5.22E-04	弾性
		初降伏曲率 (ϕ_{yo})	6.23E-04 (0.838)	
		許容曲率 (ϕ_{pa})	1.94E-03 (0.269)	
PA4	75度	最大応答曲率 (ϕ_{max})	1.43E-03	降伏
		初降伏曲率 (ϕ_{yo})	4.32E-04 (3.310)	
		許容曲率 (ϕ_{pa})	2.00E-03 (0.715)	
PA5	45度	最大応答曲率 (ϕ_{max})	3.79E-04	弾性
		初降伏曲率 (ϕ_{yo})	6.38E-04 (0.594)	
		許容曲率 (ϕ_{pa})	2.45E-03 (0.155)	

表－3 基礎耐力結果

				P1橋脚			P4橋脚		
				曲げ (kN・m)	せん断 (kN)	軸力 (kN)	曲げ (kN・m)	せん断 (kN)	軸力 (kN)
最大応答値	タイプⅠ	せん断力着目		218,148	15,874	-27,389	235,765	12,933	-27,770
		曲げモーメント着目		254,113	13,477	-29,258	282,528	11,518	-29,703
	タイプⅡ	せん断力着目		223,818	19,109	-28,694	255,220	16,642	-31,600
		曲げモーメント着目		282,899	16,206	-27,095	277,927	10,326	-26,244
	終局耐力の1.1倍			300,421	20,331	-28,659	327,363	14,962	-25,707
	橋脚の降伏判定			降 伏			降 伏		
基礎の耐力照査	基礎の状態	杭体	最大モーメント M	kN・m	376,835		357,449		
			降伏モーメント My	kN・m	453,102		447,036		
			M/My	-	0.83		0.80		
		底面支持力	地盤反力 PN	kN	17,569		29,377		
	杭体の判定		地盤反力の上限値 PNU	kN	194,197		121,445		
			せん断力 S	kN	44,097		49,622		
			せん断耐力 Ps	kN	56,774		56,827		
			S/Ps	-	0.78		0.87		
	判 定			OK			OK		

表－4 波形鋼板結果

		桁高	最大板厚	使用鋼材	決定ケース
DP5		3.5m	10mm	SM570	終局荷重時
	PA1 左側	4.5m	11mm		
	PA1 右側		10mm		
PA2	左側	6.5m	11mm		
	PA2 右側		11mm		
PA3	左側	4.7m	15mm		
	PA3 右側		14mm		
PA4	左側	4.5m	11mm		
	PA4 右側		10mm		
PA5	左側	5.5m	16mm		
	PA5 右側		17mm		
AA2		2.5m	13mm		

4. おわりに

本稿では、急曲線を有する波形鋼板ウェブ箱桁橋の設計概要について述べた。本工事は、平成27年4月末現在、すべての橋脚施工およびPA5柱頭部を施工中である。本線橋工事、ランプ橋工事、供用中の鉄道や高速道路が錯綜する中での工事であり、鋭意施工中である（写真－1）。本橋は、下部工にハーフプレキャストを用いた施工法（SPER工法）、上部工に波形鋼板ウェブ箱桁の急速施工法（Rap-Con工法）を採用し、工期短縮を目指している。これらについては、別途報告させていただきたいと考えている。本報告が、今後の同種橋梁における設計の一助になれば幸いである。



写真－1 PA1～PA3付近施工状況

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，日本道路協会，p. 289。