

PC鋼材による変位制御と耐震補強効果

(株)千代田コンサルタント九州支店 正会員 ○庄野 誠

同 上 成田 久平

福岡国道事務所管理第二課 徳重 正義

同 上 白石光一郎

1. はじめに

瀬石谷橋においては、2基の橋脚のうちP2橋脚は高圧線が近接して埋設されており、RC巻立て工法による補強工事を実施するためには高圧線の移設が必要となった。しかし、高圧線の移設に伴う通行止めにより、近隣住民の生活に多大な影響を及ぼすことから、交通規制を伴わない新技術・新工法である「PC&PA工法」を採用し、高圧線を移設せずに耐震補強を行うこととした。

PC&PA工法とは、橋脚と橋台とをPC鋼材で連結し橋脚の応答変位を制御することにより、柱基部に生じる断面力を低減する補強工法である。

ここに、新技術・新工法である「PC&PA工法」による瀬石谷橋の耐震補強設計について報告する。

2. 橋梁概要

橋 梁 名 : 瀬石谷橋

路 線 名 : 国道202号(今宿道路)

位 置 : 福岡県糸島郡二丈町大字佐波

構造形式 : 上部工 PC3径間連結プレテンT桁橋 (L=3×20.0m=60.0m)

下部工 A1: 控え壁式橋台(直接基礎)

A2: 逆T式橋台(直接基礎)

P1, P2: 張出し式橋脚(直接基礎)

橋の重要度 : B種の橋

地域区分 : C地域(福岡県)

地盤種別 : I種地盤

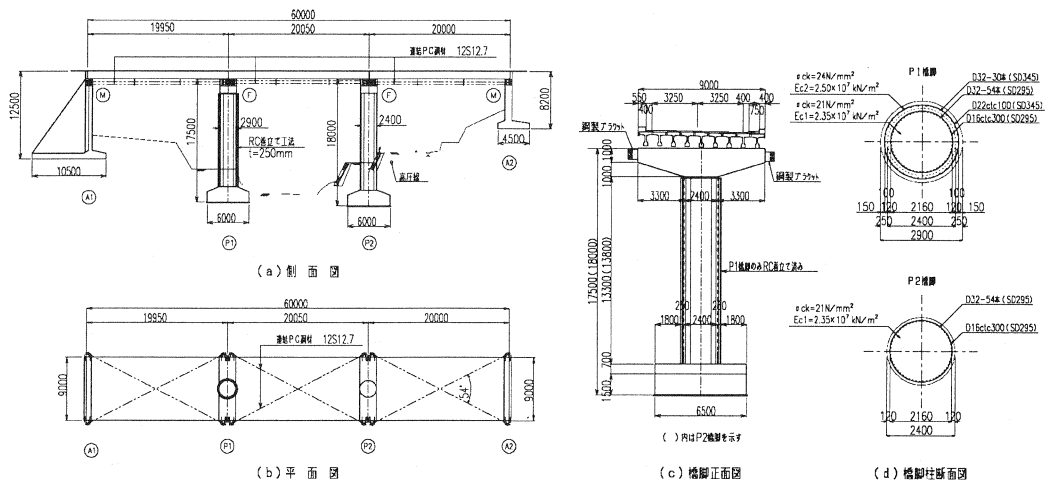


図-1 構造図

3. 解析モデル

本工法は複数の下部工をPC鋼線で連結することにより地震時の挙動が複雑となることから、解析にあたっては非線形動的解析を用いることとし、瀬石谷橋ではPC鋼材をたすき状配置としていることを解析モデルに反映するため、解析モデルとして3次元立体モデルを用いた。

入力地震波は表-1の強震記録を振幅調整し、地域別補正係数 ($C_z=0.7$) を乗じたものを用いた。

今回の解析においては、桁遊間が30mmと少ないことから桁衝突を考慮し、PC&PA工法においては地震時における橋台の安定性評価が重要となることから、橋台の安定に対するモデル化およびレベル2地震動に対する土圧のモデル化(質量換算モデル)を行い、解析結果を直接照査できるように考慮した。また、PC鋼材のモデル化においては、たるみを初期ギャップとして考慮し、圧縮方向には剛性を有しない非線形弾性モデルとした。各要素モデルを図-2に示す。

表-1 入力地震波

		記録場所	最大加速度 (gal)
タイプ I	I-I-1	開北橋周辺地盤上LG.	223.2
	I-I-2	開北橋周辺地盤上TR.	223.9
	I-I-3	七峰橋周辺地盤上LG.	-225.9
タイプ II	II-I-1	神戸海洋気象台地盤上 N-S	-568.4
	II-I-2	神戸海洋気象台地盤上 E-W	536.1
	II-I-3	猪名川架橋予定地点周辺地盤上 N-S	546.0

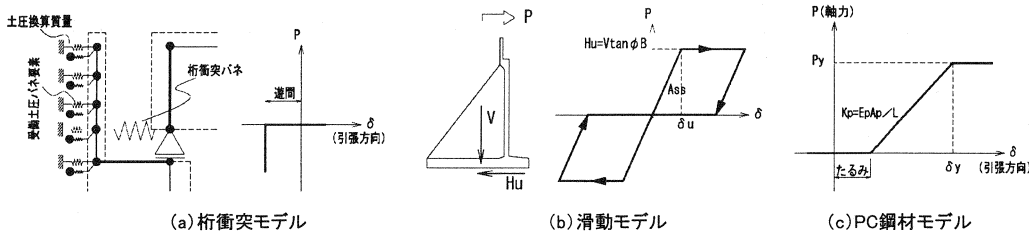


図-2 要素モデル

4. 解析結果

4-1. 固有値解析

図-3及び図-4に固有値解析によるモード図(1次モード)及び振動数と減衰定数との関係を示す。PC鋼材のモデルにおいては、たるみを初期ギャップとして考慮し、初期剛性を与えていないため補強前後において振動特性に大きな変化は生じない結果となっている。

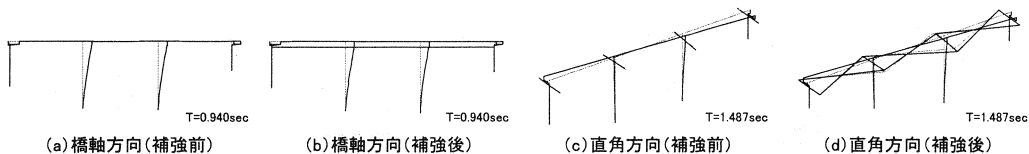


図-3 モード図(1次モード)

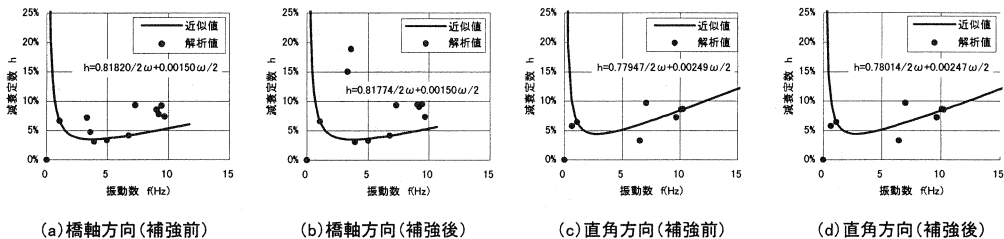


図-4 振動数と減衰定数

4-2. 時刻歴応答解析

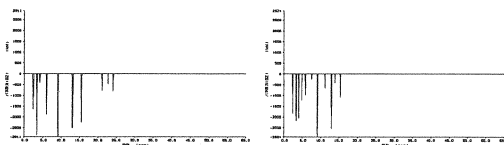
時刻歴応答解析の結果(3波平均値)を表-2に示す。また、各要素モデルの時刻歴応答(入力波形: I-I-1)を図-5~6に示す。本橋梁は補強前の状態において、P1橋脚はRC巻立て工法にて補強済みであることから所要耐震性能を有しているが、P2橋脚においては未補強であるため、タイプI地震動に対し橋軸及び直角方向ともに耐力不足と判定された。

補強前においては、P1橋脚のみ耐震補強が行われていることから橋脚間に剛性差が生じ、塑性ヒンジ部の応答回転角に差が生じている。補強後においては、PC鋼材による変位抑制効果により、各橋脚の応答回転角を等しくすることができた。また、補強後においては、PC鋼材が橋脚の応答を抑制することにより橋梁全体の見かけ剛性が大きくなり、それにより応答加速度が増加しているが、PC鋼材による変位抑制効果により、応答変位が低減されていることが判る。ただし、橋軸方向のタイプII地震動においては、応答加速度が大幅に大きくなり、補強前よりも大きな変位が生じている。本工法の変位制御は、橋脚の許容変形量とPC鋼材の剛性($K_p = E_p A_p / L$)により決定され、今回のケースにおいては、PC鋼材の剛性により所要断面が決定されており、PC鋼材の応力には余裕がある結果となっている。

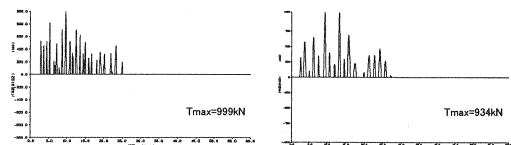
本工法はPC鋼材を通じ橋台に変位抑制の反力を取らせるため、橋台基礎の安定性が重要であり、応答水平力に対する応答は、基礎の安定要因(滑動、転倒)に大きく支配される。A1橋台のように滑動が決定ケースの場合は応答水平力に対し基礎の滑り出しが生じ、A2橋台のように転倒が決定ケースの場合は基礎の滑り出しが生じる前に基礎の転倒が生じ、滑動量は僅かとなる傾向となる。

表-2 解析結果(3波平均値)

地震動タイプ		橋軸方向						橋軸直角方向							
		タイプI地震動			タイプII地震動			タイプI地震動			タイプII地震動				
		補強前	補強後	許容値	補強前	補強後	許容値	補強前	補強後	許容値	補強前	補強後	許容値		
最大応答加速度		gal	273	509		292	935		382	450		428	524		
最大応答変位		mm	172	80		155	166		179	173		196	188		
橋脚	塑性ヒンジの照査	P1橋脚	μ rad	4572	972	5732	4055	4177	16440	4177	3449	5735	4130	3826	16443
		P2橋脚	μ rad	4220	1128	3331	3587	4013	5490	3695	3015	3334	2958	2771	5494
	せん断耐力の照査	P1橋脚	kN	1785	1544	7607	1746	1794	7994	1829	1796	7607	1689	1755	7994
		P2橋脚	kN	1123	1002	1544	1173	1138	1831	1103	1128	1544	1066	1055	1831
残留変位の照査	P1橋脚	mm	15.9	8.4	153	14.4	18.8	153	13.4	7.8	163	18.5	16.5	163	
	P2橋脚	mm	15.9	8.4	158	14.4	18.8	158	17.3	7.8	168	9.5	16.5	168	
橋台	基礎の滑動量	A1橋台	mm		11	---		10	---						
		A2橋台	mm		4	---		5	---						
	基礎の回転照査	A1橋台	mrad		0.725	20		1.102	20						
		A2橋台	mrad		1.311	20		3.303	20						
	堅壁基部の曲げ性能照査	A1橋台	$\mu / \mu a$		0.010	1.00		0.023	1.00						
		A2橋台	$\mu / \mu a$		0.497	1.00		0.420	1.00						
	壁のせん断耐力照査	A1橋台	kN		1722	21543		3796	22498						
		A2橋台	kN		1249	3331		1647	3226						
パラベットの曲げ耐力照査	A1橋台	1/m		0.120	0.207		0.118	0.207							
	A2橋台	1/m		0.010	0.207		0.016	0.207							
連結材	PC鋼材の応力照査	A1-P1-1	kN		944	3744		2081	3744		851	3744		884	3744
		A1-P1-2	kN		944	3744		2081	3744		788	3744		822	3744
		P1-P2-1	kN		0	3744		0	3744		146	3744		65	3744
		P1-P2-2	kN		0	3744		0	3744		156	3744		58	3744
		P2-A2-1	kN		685	3744		903	3744		579	3744		653	3744
		P2-A2-2	kN		685	3744		903	3744		767	3744		746	3744



(a) 橋軸方向(補強前) (b) 橋軸方向(補強後)
図-5 析衝突の時刻歴応答(A1橋台)



(a) 橋軸方向 (b) 直角方向
図-6 PC鋼材の時刻歴応答(A1-P1間)

5. 補強効果

橋脚塑性ヒンジ部の時刻歴応答と残留変位を図-7~9に示す。

補強前において耐震性能を有していなかったP2橋脚において、橋軸方向タイプI地震動の応答回転角において、4220 μrad から 1128 μrad (許容値 3331 μrad) とすることができ、大きな補強効果が得られた。タイプII地震動に対しては、3587 μrad から 4013 μrad と応答加速度の増加に伴い補強前よりも応答値が大きくなっており、本工法の適用に際してはPC鋼材の連結による橋梁全体の剛性変化と応答加速度との関係に留意する必要があると考えられる。直角方向においては、PC鋼材の配置形状による分力にて橋脚の応答を抑えるが、PC鋼材の反力を受ける隣接下部工が変形するため、橋軸方向に比べ補強効果は低い結果となっている。

残留変位については、橋脚の塑性化を抑えることにより、補強前に比べ6~7割程度まで低減することができた。

以上の結果より、橋脚と橋台とをPC鋼材で連結し橋脚の応答変位を制御する本工法は、耐震補強効果を有するといえる。

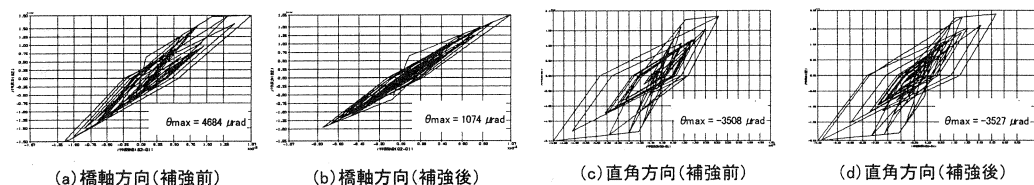


図-7 塑性ヒンジ部応答回転角 (P1 橋脚)

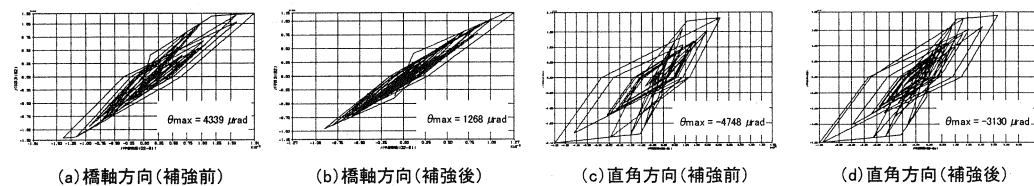


図-8 塑性ヒンジ部応答回転角 (P2 橋脚)

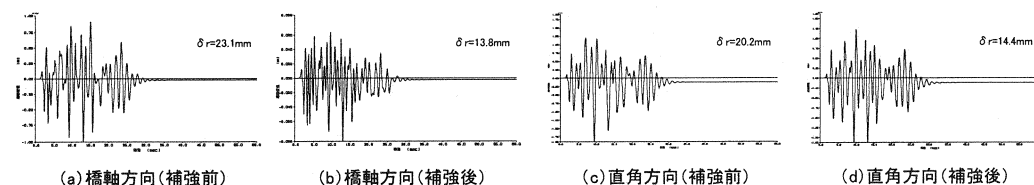


図-9 残留変位 (P1 橋脚天端)

6. おわり

PC鋼材を用いて橋台と橋脚の頭部を連結する耐震補強工法について設計報告を行った。本工法は吊足場などの簡易な仮設備で施工が可能なることから、特に河川内橋脚等にて仮栈橋や鋼矢板締切り工等の大規模な仮設工が必要な場合に大幅なコスト削減が図れる。また、施工に際し現況交通や地域住民に与える影響が少ないことから本工法の有意性は大きいと考える。

謝辞

本検討は、国土交通省福岡国道事務所の協力を得て行った。ここに記して深甚なる謝意を表します。