

西船場JCTにおける既設橋梁拡幅部の耐震設計

谷口 惺¹・堀岡 良則¹・杉山 裕樹¹

¹ 正会員 阪神高速道路株式会社 建設事業本部 大阪建設部 設計課
(〒552-0007 大阪市港区弁天1-2-1-1900 オーク1番街19F)

1. はじめに

西船場 JCT は大阪市西区に位置する阪神高速道路のジャンクションで、16 号大阪港線と 1 号環状線を接続するものである。現在、大阪港線東行と環状線北行のみ直接接続されておらず、両路線を直通して利用する場合は迂回が必要である。また、本 JCT の前後は織り込み区間となっており、交通が錯綜している。これらの課題に対処するため、本 JCT 改築事業では、図-1 に示すように、両路線の接続および一車線拡幅を行っている。

大阪港線拡幅部は図-2 に示すように、多径間連続鋼桁橋 5 橋、単純鋼桁橋 1 橋、単純鋼箱桁橋 2 橋で構成されている。既設 RC 橋脚は、図-3 に示すように梁部を拡幅する。既設橋脚間には、図-3 に示す地震時のみ水平力に抵抗する鋼管集成橋脚

を新設する。なお、鋼管集成橋脚は 2 章で後述する犠牲橋脚として設置する。

環状線拡幅部は、図-4 のように多径間連続鋼箱桁橋 6 橋、単純鋼箱桁橋 1 橋、単純鋼桁橋 1 橋で構成されている。既設側はすべて単純鋼箱桁橋である。既設橋脚は図-5 のように RC 単柱橋脚および RC 門型ラーメン橋脚で構成されている。両者とも、拡幅側に柱を新設し、梁部を連結することで一体のラーメン橋脚にする。環状線拡幅部は、既設部の支承をすべて可動化し、橋脚梁前面に新設するせん断パネル型制振ストッパーで水平力を分担する設計をしている。

本稿では、大阪港線拡幅部の一部分を構成する 7 径間連続鋼桁橋（東下 P42～P49）および環状線北行拡幅部の一部を構成する 4 径間連続鋼箱桁橋（環 P59～P63）を例に、耐震設計の概要について報告する。

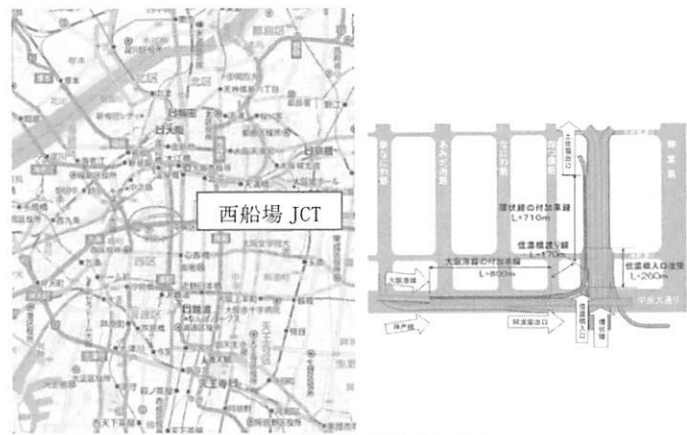


図-1 西船場 JCT 概要図

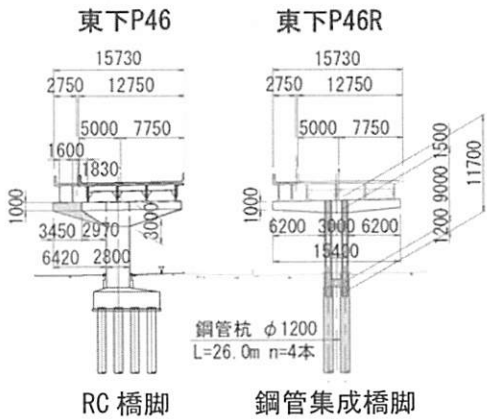


図-3 橋脚正面図（大阪港線）

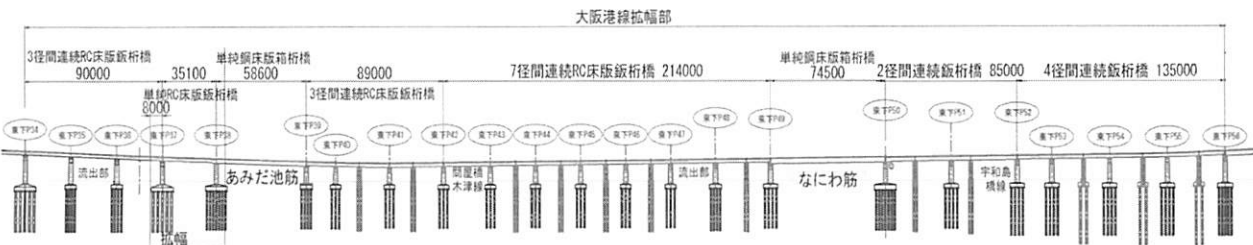


図-2 大阪港線拡幅部 側面図

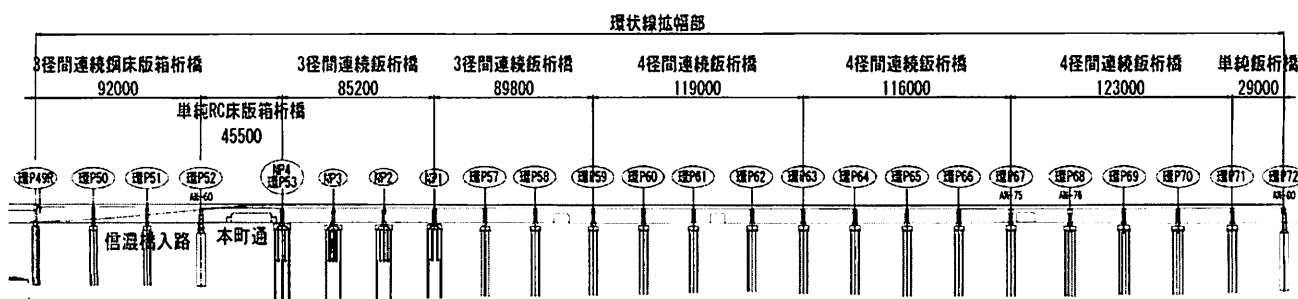


図-4 環状線拡幅部 側面図

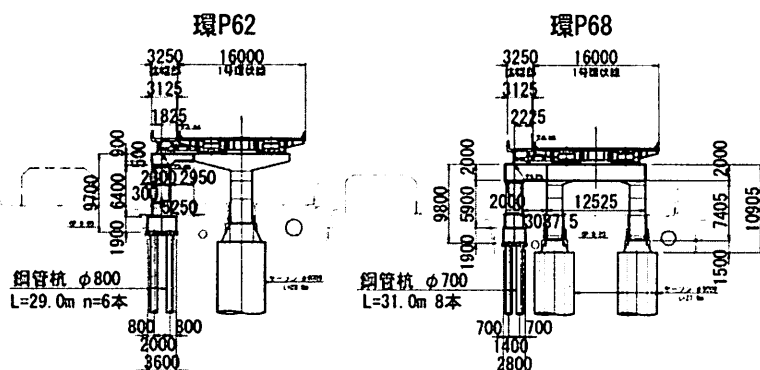
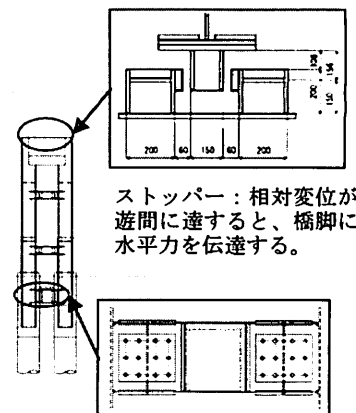


図-5 RC 橋脚正面図（環状線）



せん断パネル：L2 地震時に塑性化し、エネルギー吸収を図る。

図-6 犠牲橋脚（鋼管集成橋脚）の概要

2. 大阪港線拡幅部

(1) 耐震設計概要

既設橋脚の補強を行わずに一車線拡幅を行った場合、死荷重増の影響について照査したところ、常時では許容値を満足するが、L1およびL2地震動に対して、許容値を超過する結果となった。補強について検討したところ、まず拡幅側に柱を新設することが考えられたが、歩道上に橋脚を設置する必要があり、協議の結果不可となった。次に、既設橋脚の補強を検討した結果、基礎の補強も必要になったが、埋設管や地下鉄函体と近接していることから困難と判断された。既設橋脚への影響を低減し、補強を不要とする方法として、犠牲橋脚による工法を採用することとした。

犠牲橋脚は、地震時水平荷重の一部を分担するとともに、これに損傷を集中させることで、既設橋脚の応答を低減させるものである。当 JCT では、常時荷重は分担せず、地震時の水平力のみ分担することとしているため、上下部構造間にストッパーを設置し、相対変位が遊間を超えると、ストッパーを介して犠牲橋脚に水平力が伝達される構造としている。遊間は、橋軸方向、橋軸直角方向とも、L1 地震時に確実に水平力が伝達されるよう設定した。概要を図-6 に示す。

犠牲橋脚には鋼管集成橋脚を採用した。これは、鋼管 4 本を横つなぎ材で連結した橋脚である。横

つなぎ材には低降伏点鋼を用いたせん断パネルを設けており、L2 地震時にはこれを降伏させてエネルギー吸収を図るものである。このように損傷制御設計とすることで、安全性及び地震後の復旧性に配慮した設計としている。

(2) 動的解析と結果

L2 地震動に対して耐震性能 2¹⁾ を満足することを照査するため、動的解析を行った。入力波は道路橋示方書に示されるタイプ I、タイプ II の標準加速度波形の各 3 波¹⁾ を入力した。減衰はレイリー減衰とした。地盤種別はⅢ種地盤である。構造モデルを図-7 に示す。上部構造を線形弾性、RC 橋脚をトリリニア型の M- ϕ モデル（塑性ヒンジは M- θ モデル）、鋼管集成橋脚をファイバーモデルでモデル化した。1 次固有周期は $T=0.714$ 秒で、橋軸方向の変形が卓越するモードである。直角方向の変形が卓越するのは 2 次モードで、固有周期は $T=0.586$ 秒である。

L2 地震動に対する照査結果を表-1 に示す。犠牲橋脚による耐震補強の結果、既設 RC 橋脚は基部が塑性化するものの、すべて許容値を満足する結果となった。鋼管集成橋脚については、設計で想定したとおりせん断パネルが塑性化した。柱（鋼管）は塑性化するが、構造弾性²⁾ の範囲内にとどまった。残留変位も生じるが、許容値以下となった。

以上より、近接する構造物との干渉等が原因で

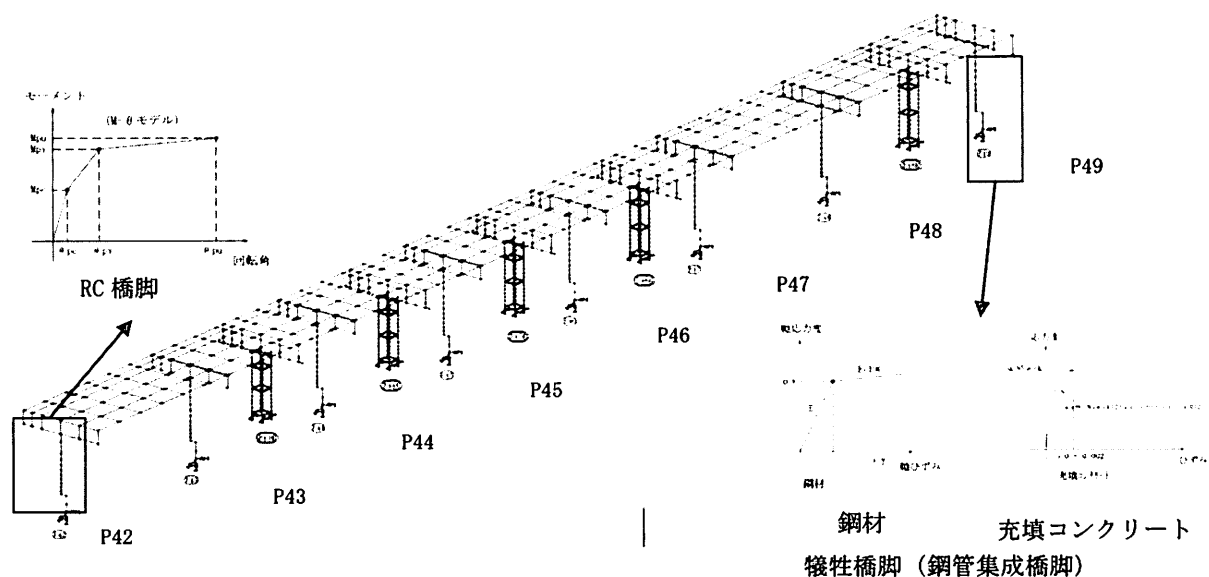


図-7 構造モデル（大阪港線）

表-1 L2地震動に対する照査（大阪港線）

RC橋脚															
入力方向	地震動	曲げの照査						せん断力の照査				残留変位の照査			
		塑性ヒンジ回転角													
		応答値	降伏値	許容値	塑性率	安全率	照査	応答値	許容値	安全率	照査	変位	許容変位	安全率	照査
		θ_{max}	θ_{py}	θ_{pa}	θ_{max}/θ_y	θ_{pa}/θ_{max}		S_{max}	P_s	P_s/S_{max}		δR	δR_a	$\delta R_a/\delta R$	
$\mu \cdot rad$	$\mu \cdot rad$	$\mu \cdot rad$	kN	kN			m	m							
橋軸方向	タイプⅠ	1456	1280	10285	1.14	7.06	○	9620	15370	1.6	○	0.002	0.102	63.68	○
橋軸方向	タイプⅡ	3084	1280	10285	2.41	3.33	○	11612	15995	1.38	○	0.016	0.108	6.8	○
直角方向	タイプⅠ	1378	1287	13469	1.07	9.77	○	7137	13347	1.87	○	0.005	0.119	23.33	○
直角方向	タイプⅡ	2419	1287	13469	1.88	5.57	○	8211	13989	1.70	○	0.015	0.115	7.88	○

犠牲橋脚（鋼管集成橋脚）															
入力方向	地震動	柱						せん断パネル				残留変位の照査			
		応答値	降伏値	許容値	安全率	照査	応答値	降伏値	許容値	安全率	照査	変位	許容変位	安全率	照査
		ϵ_{max}	ϵ_y	$\epsilon_{a(2\epsilon_y)}$	$\epsilon_a/\epsilon_{max}$		γ	γ_y	γ_a	γ_a/γ_{max}		δR	δR_a	$\delta R_a/\delta R$	
		μ	μ	μ	Rad(%)	Rad(%)	Rad(%)	m	m						
橋軸方向	タイプⅠ	1733	1575	3150	1.82	○	2.37	0.169	8.00	3.38	○	0	98.2	-	○
橋軸方向	タイプⅡ	2767	1575	3150	1.14	○	3.41	0.169	8.00	2.35	○	2.7	98.2	36.01	○
直角方向	タイプⅠ	752	1575	3150	4.19	○	0.66	0.169	8.00	12.14	○	4.2	104.6	24.69	○
直角方向	タイプⅡ	908	1575	3150	3.47	○	1.06	0.169	8.00	7.52	○	7	104.6	14.87	○

※応答が最大となる橋脚の応答値を表示している

既設橋脚の補強が困難な場合も、犠牲橋脚の設置により既設橋脚の応答を低減し、L2地震時に耐震性能2を確保できることを確認した。

3. 環状線拡幅部

(1) 耐震設計概要

拡幅により上部工重量が増加したことから、耐震性能の改善を検討した。既設橋脚の補強を行わないことから、支承を取替えることで耐震性能の向上を図ることとした。一般的な工法として、支承を免震化することが考えられるが、環状線は竣工が昭和39年と古いこと、地盤が軟弱であることから、図-8に示すとおり以下の制約があった。

- ・ 箱桁下フランジと杓座面のクリアランスが200mm程度しか確保されておらず、支承の交換が困難である。
- ・ 既設橋脚はPC梁であり、アンカー削孔が困難である。
- ・ 免震化した場合の構造物の固有周期は0.86秒となり、地盤の固有周期1.01秒に近くなるた

め、地盤と共振する可能性がある。

そこで、既設側については、柱と梁の接合部を取り囲むように鋼製の架台を新設し、その上にせん断パネル型制振ストッパーを設置する構造を採用した。梁前面に設置した架台上に橋軸方向の水平力を分担するせん断パネル型制振ストッパーを設置することで、PC梁へのアンカー削孔を回避した。また、既設支承をすべて可動化し、せん断パネル型制振ストッパーに固定支承の機能を持たせることで、支承を取替えることなく履歴減衰を得られる構造とした。上部工に作用する橋軸方向の水平力は、桁付ブラケット、せん断パネル型制振ストッパー、架台を介して橋脚に伝達される。直角方向水平力については、桁付ストッパー、架台を介して下部構造に伝達する構造とした。なお、既設橋脚柱は円形断面なので、架台と橋脚の間に隙間が生じるが、これを埋めるようコンクリートの増し打ちを行った。概要を図-9に示す。

(2) 動的解析と結果

L2 地震動に対して耐震性能 2¹⁾ を満足することを照査するため、動的解析を行った。入力波は道路橋示方書に示されるタイプⅠ、タイプⅡの標準加速度波形の各 3 波¹⁾ を入力した。地盤種別はⅢ種地盤である。構造モデルは、図-10 に示したとおりである。上部構造を線形弾性、RC 橋脚を M-φモデル、せん断パネル型制振ストッパーは非線形ばねモデル（パイリニアモデル）とした。1 次固有周期は T=0.543 秒で、橋軸方向の変形が卓越するモードである。直角方向の変形が卓越するのは 3 次モードで、固有周期は T=0.329 秒である。

L2地震動に対する照査結果を表-2に示す。塑性率、せん断力、および残留変位について照査し、すべて許容値以下となることを確認した。構造上の制約があり免震化が困難な場合も、新設する架台上にせん断パネル型制振ストッパーを設置する工法を採用することで、L2地震時に耐震性能2を確保できることを確認した。

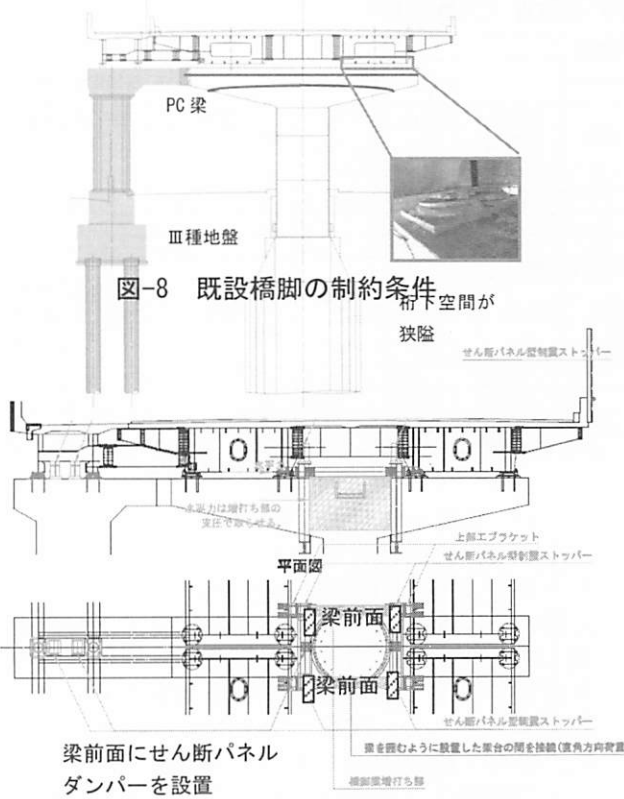


図-9 構造概要（環状線）

4. まとめ

本稿では西船場JCT拡幅部において採用された工法について報告した。これらの工法は、以下に示すとおりさまざまな制約条件を満足するよう検討された。本JCTで採用された工法が、類似する他の工事においても採用されれば幸いである。

- ・ 都市部の高架橋において、近接する構造物との干渉等が原因で既設橋脚の補強が困難な場合の耐震補強工法として、犠牲橋脚を用いた工法を採用することで、目標性能を満足させることができた。
- ・ 建設年次が古く、免震化等の支承取替を伴う耐震補強が困難な場合の耐震補強として、梁前面に新設するせん断パネル型制振ストッパーで橋軸方向水平力を分担し、直角方向はストッパーで分担する工法を採用することで、目標性能を満足させることができた。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 2012.3
- 2) 阪神高速道路株式会社：鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き（案）2010.4

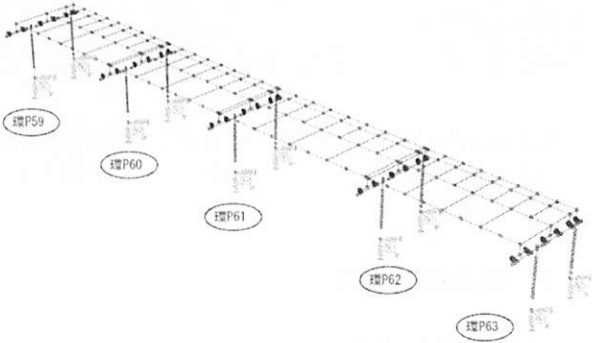


図-10 解析モデル（環状線）

表-2 L2 地震動に対する照査（環状線）

	入力方向	地震動	曲げの照査				照査	せん断力の照査				照査	残留変位の照査				照査
			応答値	許容値	安全率	Pa		応答値	許容値	安全率	Pa/Smax		変位	許容変位	安全率		
			ϕ max	ϕ a	ϕ a/ ϕ max			Smax	kN	δ R			δ Ra	δ Ra/ δ R			
			1/m	1/m				kN	m	m							
既設柱	橋軸方向	タイプⅠ	6.089	14.542	2.39	○	1223	2634	2.15	○	0.015	0.084	5.60	○			
		タイプⅡ	7.637	14.542	1.90	○	1322	2875	2.17	○	0.044	0.084	1.91	○			
	直角方向	タイプⅠ	2.340	16.863	7.21	○	1447	2634	1.82	○	-	-	-	-			
		タイプⅡ	3.517	29.098	8.27	○	1654	2875	1.74	○	-	-	-	-			
新設柱	橋軸方向	タイプⅠ	7.106	10.04	1.41	○	4152	10962	2.64	○	0.036	0.093	2.58	○			
		タイプⅡ	8.457	17.777	2.10	○	4117	11414	2.77	○	0.070	0.092	1.31	○			
	直角方向	タイプⅠ	1.352	12.905	9.55	○	7361	10962	1.49	○	-	-	-	-			
		タイプⅡ	2.075	22.081	10.64	○	8510	11414	1.34	○	-	-	-	-			

※応答が最大となる橋脚の応答値を表示している