

I-143 菅原城北大橋（斜張橋）における橋端ヒンジ部の設計

大阪市建設局 正員 亀井正博 大阪市建設局 正員 藤沢政夫
 大阪市建設局 正員 井下泰具 日立・松尾・三菱・横河J V 正員 高田 寛

1. はじめに

菅原城北大橋は大阪市が建設する橋梁としては初めての有料道路となるもので、主橋梁部には図-1に示すような3径間連続鋼斜張橋を採用した。¹⁾ 設計に際して、現地の自然環境を保全するため、斜張橋の両端部に橋脚を設けることができなかったため、隣接するPCラーメン橋の側径間側の張り出し先端部分で斜張橋端部を支持することにした。ここでは、この橋端ヒンジ部の設計概要について報告する。詳細については文献²⁾を参考にされたい。

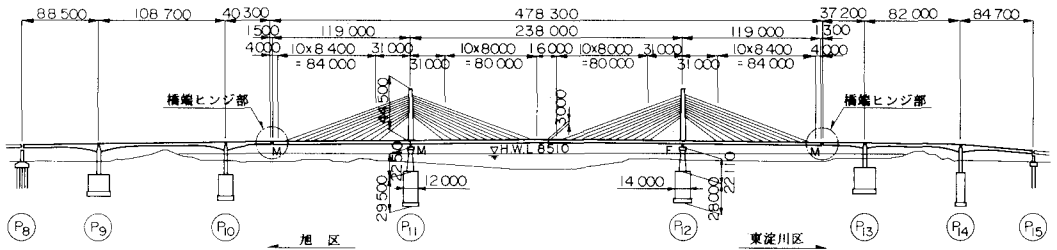


図-1 一般図

2. 橋端ヒンジ部の構造及び作用力と変形量

この橋端ヒンジ部には正負の鉛直力及び水平力が作用し、しかも橋軸方向の移動及び橋梁面内・面外の回転が自由という条件から、図-2に示すような構造を採用した。

図からわかるように、PCラーメン橋の端部に取り付けた3本の支持梁を斜張橋端横桁の中に差し込み、支持梁の上下に設けた支承を介して力を伝達させる構造である。図中、外側の2本の支持梁に鉛直力を、中央の支持梁に水平力を分担させることにより、抵抗機能の分離を図った。

橋端ヒンジ部の鉛直力及び振りモーメントを表-1に示す。地震時作用力は水平力で最大372tであった。

また、橋端ヒンジ部の橋軸方向移動量は、左岸側で217～-176mm（うち温度変化±170mm）、右岸側94～-70mm（うち温度変化±66mm）である。

3. 斜張橋端横桁の設計

橋端ヒンジ部の活荷重による反力は、約400t～-240tと交番する。そのため端横桁のフレームは変形し、支承位置で空隙が生じることになり、その最大量は約3.2mmとなる。これは、騒音の発生や支承の損傷につながりかねないので、

それらを解消するために、図-3に示すようにケーブルで端横桁の上下フレーム間を締め付けることにした。

ケーブルに導入するプレストレス力は、上下の支承のテフロン板のクリープ変形量（0.24mm）、支持梁の弾性変形量（0.30mm）などを考慮して290tとした。ケーブルは径が7mmの素線を平行に73本を束ねたものを1ストランドとし、2本並列して配置した。

表-1 鉛直力及び振りモーメント

		左岸側		右岸側	
		Rv(t)	Mt(tm)	Rv(t)	Mt(tm)
前死荷重	D1	72	132	71	157
施工誤差	E	-	758	-	758
後死荷重	D2	32	59	23	51
乾燥収縮・クリープ	SD	3	-9	0	-3
活荷重全載	L1(+)	384	774	382	896
	L1(-)	-313	467	312	582
活荷重偏載	L2(+)	228	1780	227	1881
	L2(-)	-186	318	-185	389

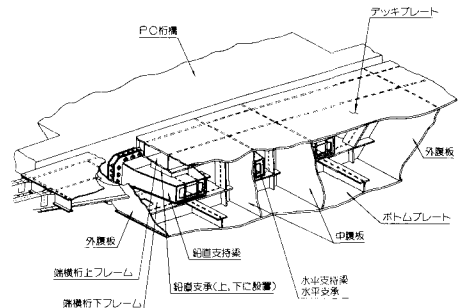


図-2 橋端ヒンジ部構造概要図

