

吊橋の耐震補強対策検討

中央コンサルタンツ（株） 正会員 ○菰方 弘樹 正会員 久保田展隆
正会員 田中 智行 正会員 愛敬 圭二

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、緊急輸送道路や主要幹線道路に位置する既設橋梁に対して耐震補強工事が実施されている。しかし吊橋のような大規模な特殊橋梁においては、高度な解析、設計等が要求されるため、耐震補強工事が完了していない橋梁が数多くあるのが現状である。本論文では既設吊橋の耐震性能を把握し、吊橋部の耐震補強対策について検討事例を述べる。

2. 対象橋梁及び解析モデル

対象橋梁は、昭和 50 年竣工、S39 鋼道路橋設計製作示方書にて設計施工された橋長 381m の 2 ヒンジ補剛吊橋である。図-1 に橋梁一般図を示す。本橋は、竣工後約 33 年経過しており、海岸に近く塩害の影響を受け経年劣化も問題となっていたため、耐震補強にあわせて補修についても検討した。耐震設計は非線形動的解析に行った。解析モデルについては、補剛桁は非線形梁要素、床版・主塔は線形梁要素、ケーブルは線形棒要素を用い幾何学非線形を考慮した。RC 橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行った。RC 部材の材料非線形は骨格曲線としてトリリニアモデルを用いた。基礎は地盤を考慮した線形バネ要素とした。解析手法は直接積分法の Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用いた。積分時間間隔は 0.001 秒、減衰は Rayleigh 減衰とした。検討は橋軸方向、橋軸直角方向の 2 方向を対象としているが、本論文では橋軸方向について記述する。入力地震動は道路橋示方書 V 編¹⁾の標準波形 (I-I、II-I) を使用した。

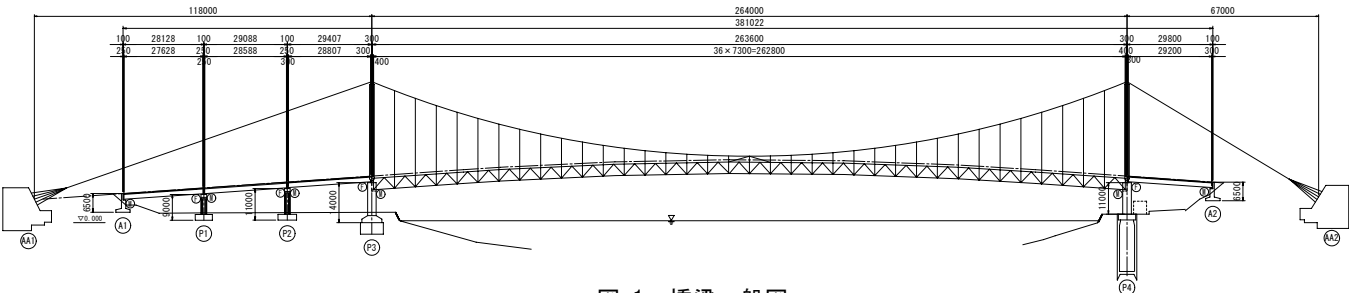


図-1 橋梁一般図

3. 照査方法

照査は、上部工を主要部材と 2 次部材で評価を分け主要部材はその部材が損傷した場合に、橋梁全体系の崩壊につながるような部材であるため、鋼材の許容ひずみとして $2 \epsilon_y^{(2)}$ とした。2 次部材は橋梁全体系の崩壊には直接的にはつながらない主要部材への応力伝達や補助的な役割を果たす部材であるため、鋼材の許容ひずみとして終局ひずみとした。耐震照査項目を表-1 に示す。

RC 橋脚は、最大応答塑性率が許容塑性率を超えていないことと最大応答せん断力が許容せん断力を超えていないことを照査した。¹⁾

表-1 耐震照査項目

	材 名		照査方法	備考
主要部材	補 剛 桁	上 弦 材	$\epsilon \max \leq 2.0 \epsilon y$	ϵy :降伏ひずみ
		下 弦 材	〃	
		垂 直 材	〃	
		斜 材	〃	
	主 塔		〃	
	メインケーブル		$\sigma \max \leq \sigma y$	σy :引張強さ
	ハンガーケーブル		〃	〃
2次部材	支 承		$\sigma \max \leq \sigma y$	$\sigma y = 1.7 \sigma a$
	補 剛 桁	横 構	$\epsilon \max \leq \epsilon u$	終局限界
		対 傾 構	〃	〃
	主 塔	ブ レ ース	〃	〃



図-2 最大応答変位 (現況)

キーワード 吊橋、長大橋、海上橋、耐震補強対策、ダンパー

連絡先 〒810-0062 福岡県福岡市中央区荒戸 1-1-6 中央コンサルタンツ（株） TEL092-722-2541

4. 解析結果

4. 1 現況照査結果

対象橋梁について、耐震性能を把握するために現況照査を実施した。その結果、上部工の応答変位図と橋脚のせん断耐力について耐震性能を満足していなかった。上部工の応答変位は、P3 橋脚上において桁遊間 200mm に対して最大応答変位は 1043mm である。最大応答変位を図-2 に示す。また、RC 橋脚において最大せん断力がせん断耐力を上まわる結果であった。照査結果を表-2, 3 に示す。この結果から、上部工の応答変位の低減と橋脚のせん断耐力の向上する耐震補強工法の検討を行った。

4. 2 耐震補強検討の結果

耐震補強検討の結果、変位抑制構造として P3, P4 橋脚支承部にダンパーの設置を行った。ダンパー工法は地震時の変位追従性に優れ、また温度変化時の桁の収縮を阻害しない変位抑制に優れる構造である。橋脚のせん断補強は、構造的、経済性に優れる RC 巻立て工法に決定した。

耐震補強後の動的解析の結果、上部工の最大応答変位は 139mm となり桁遊間 200mm を満足している(表-2)。また、RC 橋脚のせん断耐力は、P3 橋脚のタイプ II 地震動において、せん断耐力 11026kN に対して最大せん断力 10257kN となり、許容値を満足している(表-3)。ダンパーの取付平面を図-3 に示す。

5. まとめ

対象橋梁の耐震性能を照査した結果、吊橋は比較的軽量で慣性力が小さいため、地震時の部材の応力超過は見受けられなかった。しかし、固有周期が 4.9 秒と長く上部工の応答変位 1043mm と大きかった。そのため、応答変位を低減する対策として桁端部にダンパーの設置を検討した。その結果、上部工変位の低減にダンパーは効果的なことがわかった。ダンパー取付例を写真-1 に示す。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 (社) 日本道路協会 2002. 3.
- 2) 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン (社) 日本鋼構造協会 2006

表-2 変位照査結果

現況			最大応答値	
			タイプ I	タイプ II
桁端部応答値	応答加速度(gal)		174.9	53.9
	応答変位(m)		1.043	0.463
上弦材	応答ひずみ	ϵ_{max}	1.339E-04	6.254E-05
	許容ひずみ	ϵ_a	1.775E-03	1.775E-03
	判定		OK (0.075)	OK (0.035)
下弦材	応答ひずみ	ϵ_{max}	4.427E-04	1.811E-04
	許容ひずみ	ϵ_a	1.775E-03	1.775E-03
	判定		OK (0.249)	OK (0.102)
補強後			最大応答値	
			タイプ I	タイプ II
桁端部応答値	応答加速度(gal)		236.7	296.6
	応答変位(m)		0.139	0.135
上弦材	応答ひずみ	ϵ_{max}	1.318E-04	1.400E-04
	許容ひずみ	ϵ_a	1.775E-03	1.775E-03
	判定		OK (0.074)	OK (0.079)
下弦材	応答ひずみ	ϵ_{max}	3.914E-04	4.900E-04
	許容ひずみ	ϵ_a	1.775E-03	1.775E-03
	判定		OK (0.221)	OK (0.276)

() 内は許容値に対する比率を示す。

表-3 橋脚断面照査結果

現況				最大応答値	
				タイプⅠ	タイプⅡ
P3橋脚	曲げ照査	応答塑性率	μ_r	0.060	2.828
		許容塑性率	μ_a	7.318	13.635
		判定		OK (0.008)	OK (0.207)
	せん断照査	最大せん断力	S(kN)	5059	10422
		せん断耐力	Ps0(kN)	7342	6153
		判定		OK (0.689)	OUT (1.694)
補強後				最大応答値	
				タイプⅠ	タイプⅡ
P3橋脚	曲げ照査	応答塑性率	μ_r	0.077	5.118
		許容塑性率	μ_a	7.318	7.318
		判定		OK (0.011)	OK (0.699)
	せん断照査	最大せん断力	S(kN)	6092	10257
		せん断耐力	Ps0(kN)	7342	11026
		判定		OK (0.830)	OK (0.930)

() 内は許容値に対する比率を示す。

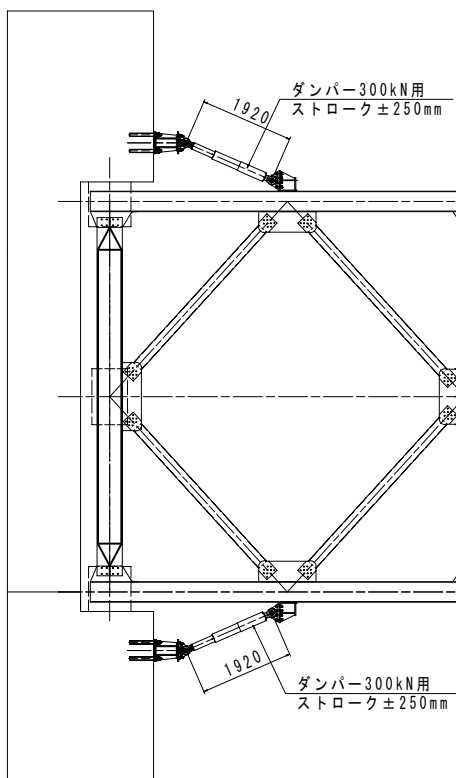


図-3 ダンパー取付平面



写真-1 ダンパー取付例