

I 型断面を有する R C 高橋脚の動的解析による耐震補強について

中央コンサルタンツ(株)福岡支店

正会員 ○岩根 英義

正会員 愛敬 圭二

正会員 田中 智行

正会員 柚 辰雄

1.はじめに

本橋梁は、I 型断面の R C 高橋脚（低版天端より 30m 程度）を有する 3 径間連続箱桁橋であり、支承条件は A 2 橋台のみ可動支承で、その他は固定支承である（図-1、図-2）。昭和 46 年道路橋耐震設計指針に準拠し設計・施工されている。今回、動的照査法により橋脚の耐震補強設計を行い工法比較検討の結果、炭素繊維シート巻立て補強を採用した。

本検討は、I 型断面橋脚のモデル化・補強工法について概要報告するものである。

側面図

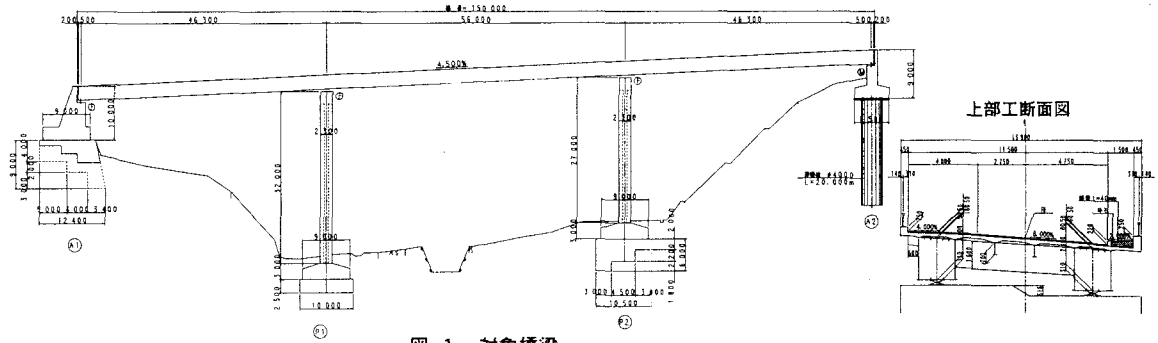


図-1 対象橋梁

2.解析概要

2-1.解析モデル

解析モデルは、上部構造と下部構造をはり要素でモデル化し、支承・基礎をバネでモデル化した。各要素の減衰定数は上部構造 2%，橋脚 2%，橋台 5%とした。P1・P2 橋脚ともに、軸方向鉄筋の段落しがあることから、I 断面区間は非線形モデル（M-φモデル）とし、定着長を考慮した位置で断面特性を変化させた。橋脚天端付近の矩形断面区間は梁要素とみなし弾性モデルとした。

2-2.橋脚断面モデル

図-2 に P1 橋脚断面図を示した。曲げ耐力、せん断耐力は、道路橋示方書・V 耐震設計編の算出法を使用した。また、せん断耐力を算出する際の橋脚断面幅の考え方は中空断面を例にならい、橋軸方向は外側の断面幅（B2+B3）を、直角方向は中心の断面幅（B1）を用いた。

2-3.解析手法

解析手法は直接積分法とし、Newmark-β 法（β=0.25, t=0.001）を用いた。入力地震波形は道路橋示方書に準拠したタイプ I およびタイプ II の II 種地盤の標準波形を用い、地域別補正係数（B 地域-0.85）を考慮した。減衰は Rayleigh 減衰とし、卓越するモードに対して次数を決定した（表-1、図-3）。

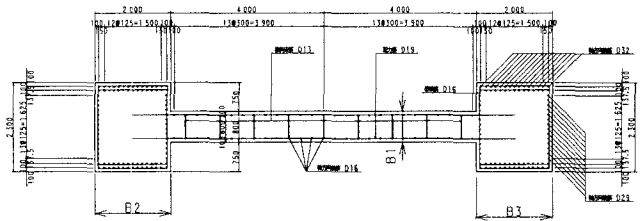


図-2 P1 橋脚断面図(基部)

表-1 固有解析結果

モード 次数	固有周期 (秒)	有効質量比 (%)
1	0.666	2.65%
2※	0.529	10.69%
3	0.398	4.63%
4※	0.331	7.15%
5	0.255	13.03%

※Rayleigh減衰に用いたモード

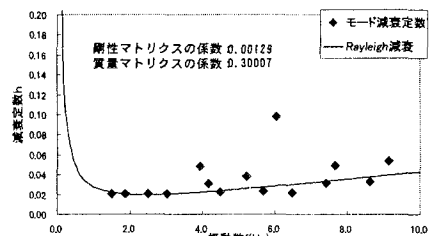


図-3 Rayleigh 減衰

3.解析結果

3-1. 現況橋脚解析結果

既設P1橋脚の耐震性能照査結果を表-2に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに橋脚基部のせん断力と、橋軸直角方向の段落し部のせん断力が許容値を満たさないため、せん断補強が必要であると判定される。橋軸直角方向の曲げの損傷は、段落し部の塑性率が基部より大きく、主たる塑性化が段落し部に発生する。橋脚基部にエネルギー吸収を期待する構造にするため、段落し部に曲げ補強をする必要があると判断する。P2橋脚もほぼ同様の結果となった。

3-2. 補強対策

RC巻立て工法や、鋼板巻立て工法に比べ経済性に優れ、基礎への影響が少ない炭素繊維シート巻立て補強を採用した。巻立て範囲を図-4に示す。炭素繊維は引張強度 $3400\text{N}/\text{mm}^2$ 以上のものを使用し、せん断耐力補強は基部より目付 $200\text{g}/\text{m}^2$ を2層(A-C)、目付 $300\text{g}/\text{m}^2$ を1層(C-D)、目付 $200\text{g}/\text{m}^2$ を1層(D-F)水平方向に巻立て、段落し部の曲げ補強は目付 $300\text{g}/\text{m}^2$ を2層(B-E)鉛直方向に巻立てた。また段落し部の曲げ補強では、補強による耐力変化位置で、主たる塑性化が発生しないことを確認した(図-4)

表-2 P1橋脚耐震照査結果

		補強前		補強後	
		橋軸方向 タイプII	橋軸直角方向 タイプII	橋軸方向 タイプII	橋軸直角方向 タイプII
橋脚塑性率 $\mu = \delta / \delta_y$	応答値	0.12	1.87	0.40	1.61
	許容値	1.28	3.95	2.50	3.38
残留変位 (mm)	応答値	0.000	0.042	0.000	0.034
	許容値	0.350	0.350	0.350	0.350
応答 曲率 (1/m)	段落し部	応答値 2.638E-04	7.295E-04	1.505E-04	4.242E-04
		許容値 3.771E-03	1.778E-03	3.074E-03	1.435E-03
	基部	判定 OK (14.30)	OK (2.44)	OK (20.42)	OK (3.38)
		応答値 1.579E-03	4.696E-04	1.648E-03	5.672E-04
応答 せん断 (kN)	段落し部	許容値 3.193E-03	1.398E-03	3.193E-03	1.398E-03
		判定 OK (2.02)	OK (2.98)	OK (1.94)	OK (2.46)
	基部	応答値 4608.11	12103.60	4404.39	12277.87
		許容値 5708.19	6077.84	8166.90	13446.99
損傷断面 $\mu = \phi / \phi_y$	段落し部	判定 OK (1.24)	OUT (0.50)	OK (1.85)	OK (1.10)
		応答値 6046.23	13801.10	6058.48	13982.47
	基部	許容値 5708.19	6077.84	8976.65	16008.08
		判定 OUT (0.94)	OUT (0.44)	OK (1.48)	OK (1.14)
判定	段落し部塑性率	0.615	4.561	0.774	2.624
	基部塑性率	1.450	2.786	1.513	3.366

※ () 内の数値は許容値に対する応答値の割合 (応答値/許容値) を示す

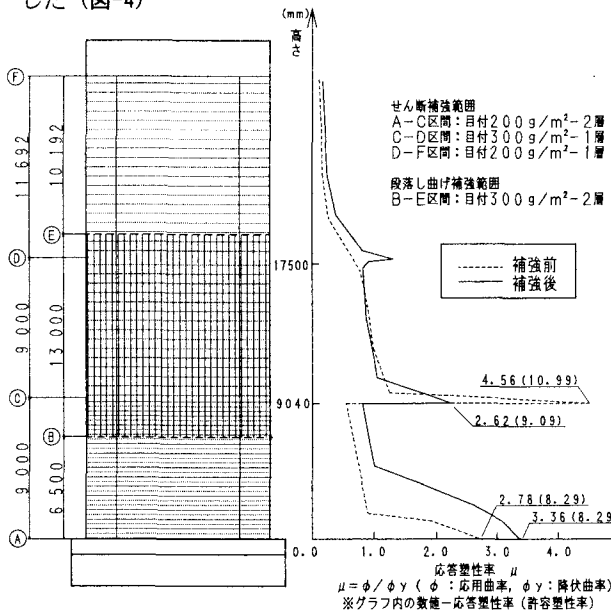


図-4 P1橋脚補強範囲と部材の応答塑性率

(左: 補強範囲, 右: 応答塑性率)

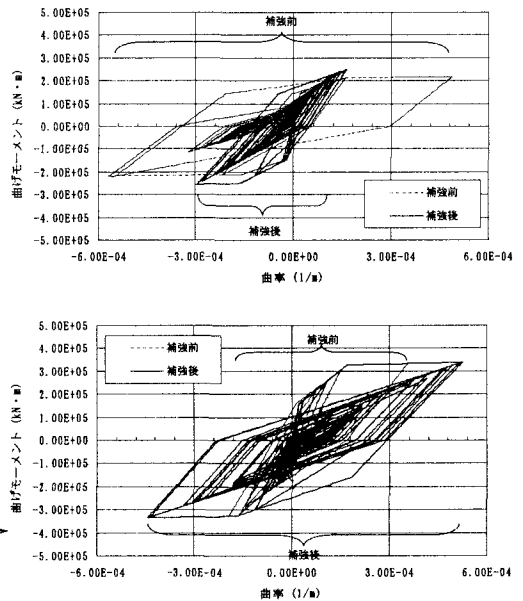


図-5 照査位置でのM-φループ図

(上: 段落し部, 下: 基部)

4.考察

I断面を有する高橋脚を動的照査により耐震補強検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 耐震補強を行った結果、橋軸直角方向のせん断耐力は許容値を満たすことができた。
- (2) 段落し部の曲げ補強を行った結果、段落し部に集中していたエネルギーが基部に移行することを解析により確認できた(図-5)。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 2002.3
- 2) 日本道路公団: 設計要領 第二集 橋梁保全編 2000.1