

コンクリート橋の損傷による力学および振動特性と補強効果

ドーピー建設工業 (株) 正会員 ○立神 久雄
 日本道路公団 東京管理局 藤田 真実
 八千代エンジニアリング (株) 松田 義則
 ドーピー建設工業 (株) 正会員 高橋 輝光

1. はじめに

中央自動車道の調布高架橋 (都計 213 橋) は、供用後 28 年が経過した 3 径間連続 2 室 RC 箱桁橋であり、近年の車両大型化に対応するため、B 活荷重補強の実施を計画したが、事前の調査により、下床版に橋軸直角方向のひび割れや漏水が、多数発生していた。さらに、交通車両による主桁のたわみも大きく、剛性低下が明らかであったため、耐荷力を向上するとともに、ひび割れを抑制して主桁剛性を改善する必要があった。そこで、炭素繊維プレートを緊張して、プレストレスを導入し、コンクリートにアンカーで定着する補強工法 (以下、アウトプレート工法¹⁾ という) を RC 橋に初めて採用し、補強工事を行った。表-1 および図-1 に、本橋の橋梁概要と構造一般図を示す。

上記のように、近年の既設橋梁を維持管理し、より耐荷性・耐久性をもたせるための補修・補強の要請が増えつつある。それに伴い、橋梁の損傷度診断についての合理的な診断技術の開発の必要性が高まっている。橋梁の損傷度診断にあつては、まず、構造系全体のマクロ的な点検が必要である。このマクロ的な点検で変状の個所とその程度が概略把握できれば、次に変状個所についてのみ、効率よく局所的な精密点検を行うことができる。

損傷度診断を、マクロ的な診断とミクロ的な診断とに大別した場合、後者については超音波探傷などの検査技術が開発され実用化されている。しかし、前者のマクロ的な診断については、現在、ほとんどの場合、人間の目視調査に頼っている状況にあり、損傷度診断のトータルシステムの構築は取り組むべき技術課題となっている。こうしたマクロ的な診断技術の 1 つとして、構造物の振動性状の変状に着目した診断が考えられる。

本論では、本橋の損傷評価と補強効果を確認するために、補橋前後で行われた実橋載荷および振動実験について報告するものである。

表-1 橋梁概要

工 事 名	調布高架橋 (都計 213 橋)
構造形式	3 径間 RC 連続箱桁橋 (上り線, 下り線)
橋 長	63.586m, (64.027m), 以下 () 内は下り線
支 間	19.515+23.829+19.542m (19.659+24.010+19.658m)
有効幅員	12.459~10.830m, (10.450m)
荷 重	TL-20 → 補強後 B 活荷重

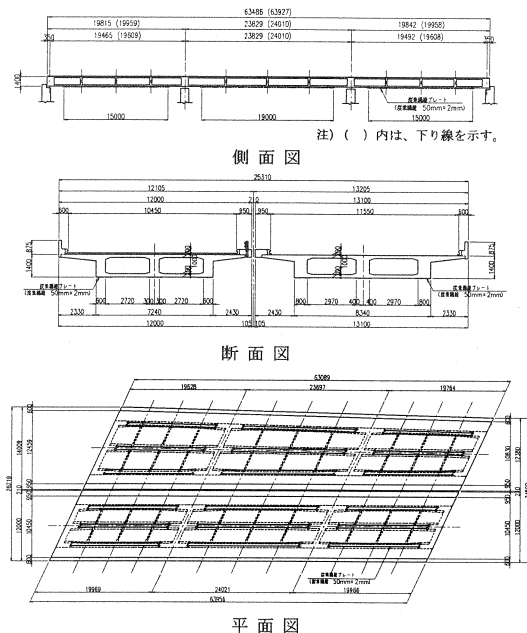


図-1 構造一般図

2. 荷重および振動実験概要

本橋の荷重および振動実験は、既知重量の45ton ラフタークレーン (写真-1 参照) を使用し、所定の位置への荷重および下り線を50km/h で走行させることにより、静的および振動性状の計測を行った。ピックアップとしては、静的変位は高感度変位計 (写真-2 参照) を用い、動的加速度は圧電式加速度計 (写真-3 参照) を使用した。図-2 および図-3 にラフタークレーンの荷重位置と計測機器の設置位置を示す。

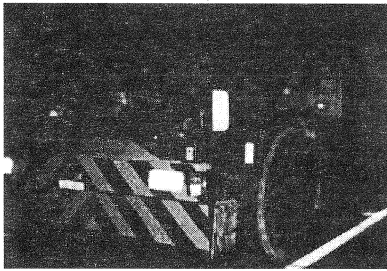


写真-1 ラフタークレーン

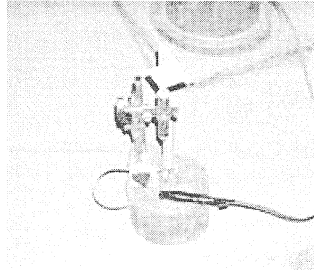


写真-2 高感度変位計

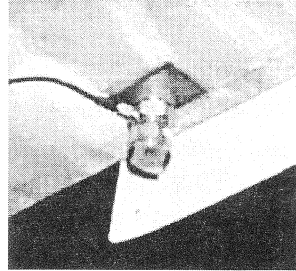


写真-3 圧電式加速度計

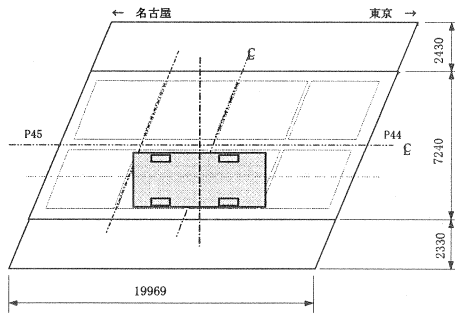


図-2 ラフタークレーンの荷重位置

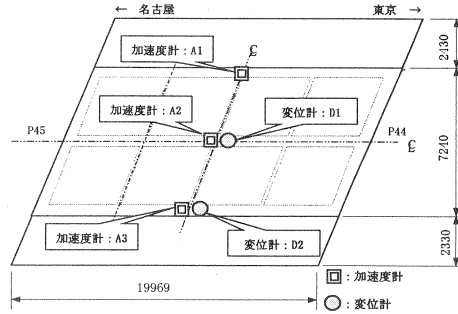


図-3 計測機器の設置位置

3. 振動解析

本橋の荷重および振動実験に先立ち、3次元FEMモデルおよび3次元梁理論モデルによる静的および固有値解析を行った。

3次元FEM解析モデルの構築にあたっては、図-4に示すように、コンクリート部材をソリッド要素でモデル化した。境界条件は、中間支点の1箇所は鉛直方向、橋軸直角方向、橋軸方向を固定とし、その他の支点は鉛直方向、橋軸直角方向を固定とした。固有値解析の場合、高欄などの橋面荷重は梁要素により質量をモデル化した。ここで、3次元FEM解析は、橋梁の損傷前および補強後を想定して、モデル化したものである。

3次元梁理論解析モデルの構築にあたっては、図-5に示すような斜角の影響を考慮できる格子モデルとし、中央の主桁は実剛性とし両側は仮想

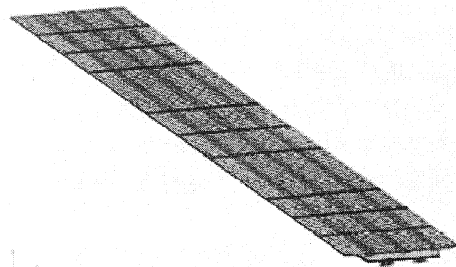


図-4 3次元FEM解析モデル



図-5 3次元梁理論解析モデル

主桁 (剛性=0) とした. 支点横桁および仮想横桁は剛性=∞の部材とした. 固有値解析においては, 集中質点系にモデル化している. また, 表-2 にコンクリート物性値を示す.

ここで, 健全時の剛性評価は建設図書を元に主桁寸法および曲げ剛性を決定している. また, 3次元梁理論解析における損傷時の剛性評価であるが, 事前のひび割れ調査結果と既往の Branson の式²⁾により剛性低下を考慮した.

ひび割れ調査においては, ひび割れ深さは 100mm~150mm 程度であったことから下床版側コンクリートを 100mm および 150mm を無視した断面を損傷時の剛性とした. ちなみに, ひび割れ深さ 100mm の場合の剛性低下率は 0.80 相当で, ひび割れ深さ 150mm の場合の剛性低下率は 0.70 相当であった. また, Branson の式より算出した剛性低下率は, 0.862 であったことから, 3次元梁理論解析は, 健全時 (TYPE1), 損傷時: 剛性低下率 0.70 (TYPE2), 損傷時: 剛性低下率 0.80 (TYPE3), 損傷時: 剛性低下率 0.862 (TYPE4) の 4 タイプのモデルを構築して比較を行った. 表-3 に各タイプの標準断面における断面 2 次モーメントを示す.

表-2 コンクリート物性値

ヤング係数	E_c (N/mm ²)	2.500E+04
せん断弾性係数	G_c (N/mm ²)	1.087E+04
ポアソン比	ν	0.16667
単位重量	γ (N/mm ³)	2.450E-05
単位質量	m (N·sec ² /mm ⁴)	2.500E-09
重力加速度	g (mm/sec ²)	9800

表-3 損傷時の断面 2 次モーメント

	健全時 TYPE1	損傷時		
		TYPE2 ひび割れ深さ150mm相当	TYPE3 ひび割れ深さ100mm相当	TYPE4 Bransonの式
断面2次モーメント (m ⁴)	1.55474	1.08832	1.24379	1.34019
剛性低下率	1.000	0.700	0.800	0.862

4. 損傷評価と補強効果

橋梁上部工の損傷の有無を診断する手法として, 構造物の振動特性を評価する手法がある. これは, 構造物の完成時など健全であると評価できる状態で, 常時微動観測もしくは起振機試験や車両走行試験を行う実橋振動実験で確認しておいた振動特性を, 点検時などに実橋振動実験で確認した振動特性と比較して, 全体剛性の変化や損傷位置の推定を行うものである. 一般に, 損傷が進行して主桁の剛性低下があれば, ①固有振動数の低下, ②固有振動モードの変化, ③減衰定数の増加などの変化³⁾⁴⁾⁵⁾が現れる.

アウトプレート工法による補強前後の実橋載荷実験の変形量は, 補強前で D1=1.53mm, D2=1.88mm, 補強後で D1=1.07mm, D2=1.12mm であった. また, 補強前後の実橋振動実験からは, 曲げ 1 次モードの固有振動が特定でき, 補強前の固有振動は 4.4Hz であり, 補強後の固有振動は 5.2Hz であり, 主桁の剛性低下による変位量の増加および固有振動数の低下が確認された. 図-6 に 3次元 FEM 解析により求めたモード図を示す. また, 表-4 および表-5 に変位量, 固有振動数の実験値と解析値の比較を示す.

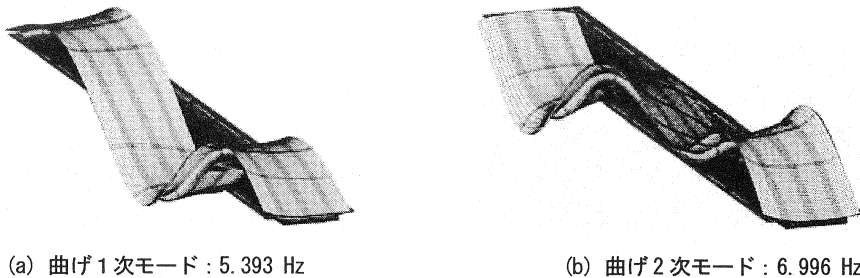


図-6 3次元 FEM 解析結果

健全時を想定した FEM 解析値・梁理論解析値とアウトプレート工法による補強後の実験値の変形量および固有振動数を比較すると両者は一致しており、補強後は健全時程度の主桁剛性が確保できたと考えられる。

また、損傷時を想定した梁理論解析値とアウトプレート工法による補強前の実験値の比較では、ひび割れ深さ 150mm を想定した解析値と実験値はほぼ一致しており、損傷時の主桁剛性低下率は 0.700 程度であったと考えられる。

表-4 静的変位量の比較

	実験値 (mm)		解析値 (mm)				
	補強前	補強後	健全時		損傷時		
			FEM解析	梁理論解析	梁理論解析		
				TYPE1	TYPE2	TYPE3	TYPE4
ひび割れ 150mm	ひび割れ 100mm	Branson					
測点D1	1.53	1.07	0.917	1.032	1.292	1.146	1.072
測点D2	1.88	1.12	1.085	1.345	1.629	1.472	1.39
測点D1の 変位量の増加率	1.570	1.098	0.941	1.059	1.326	1.176	1.100
測点D2の 変位量の増加率	1.547	0.922	0.893	1.107	1.341	1.212	1.144

注) 変位量の増加率は、FEM 解析値と梁理論解析値の平均を健全時の真として算出した値である。

表-5 固有振動数の比較

	実験値 (Hz)		解析値 (Hz)				
	補強前	補強後	健全時		損傷時		
			FEM解析	梁理論解析	梁理論解析		
				TYPE1	TYPE2	TYPE3	TYPE4
ひび割れ 150mm	ひび割れ 100mm	Branson					
曲げ1次モード	4.4	5.2	5.393	5.011	4.303	4.552	4.699
曲げ2次モード	—	—	6.996	7.051	6.028	6.393	6.606
曲げ1次モードの 振動数の低下率	0.846	1.000	1.037	0.963	0.827	0.875	0.903

注) 振動数の低下率は、FEM 解析値と梁理論解析値の平均を健全時の真として算出した値である。

5. おわりに

本実験から、アウトプレート工法による補強により主桁剛性は健全時程度まで向上したことが確認できた。今後は、ねじりモードも含めた高次の振動モードおよび減衰定数も考慮した損傷評価法の検討を行って行きたい。また、実橋において健全時のデータが存在する場合は少なく、新設橋梁の振動評価資料を後世に残す必要がある。

参考文献

- 1) 安森浩, 高橋輝光, 濱田譲, 小林朗: 炭素繊維プレート緊張システムの開発, 第 12 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp609~612, 2003. 10
- 2) 岡田清: 鉄筋コンクリート工学, 朝倉書店
- 3) 加藤雅史, 高木保志, 島田静雄: PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 341 号, pp113~118, 1984. 1
- 4) 宮本文穂, 森川英典, 山本昌孝: 既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用, 土木学会論文集, NO. 442/V-16, pp61~70, 1992. 2