

論文

[2015] コンクリート橋の安全性評価とその検証法の開発

正会員 宮本文穂(神戸大学工学部)  
 正会員 西村 昭(神戸大学工学部)  
 正会員○堀 浩之(東急建設(株))  
 山本恭義((株)東洋情報システム)

1. まえがき

既存橋梁の維持管理に対する関心の高まりとともに、その安全性評価あるいは耐用性診断に関する研究が数多くなされてきているが<sup>1)</sup>、評価・診断結果の検証は供用下の橋梁では困難性を伴うことより、ほとんど実施されていないのが実状である。

本研究は、コンクリート橋を対象に橋梁全体系に対する耐用性診断試験法とともに、各主桁ごとに推定される断面諸量、材料定数等の診断結果より算出される曲げ及びせん断破壊安全率を共通の指標とする耐荷力、耐久性といった面からの検証試験法を提案し、それらを実橋に適用することにより、客観的、合理的な耐用性診断を目指すものである。また、高欄や舗装といった橋梁の付帯施設の有無や、補強等を想定したばねを用いての構造系変更による、力学的挙動や安全性評価結果の変化を明らかにし、橋梁診断に関する様々なデータを収集することを試みている。

2. 試験対象橋梁の概要

今回、試験の対象とした「対田橋」は、昭和63年現在、橋齢38年の3主桁を有する5径間単純RC-T桁橋(兵庫県浜坂土木事務所管轄)である。架設後、両端スパンに増桁が設けられたが、橋梁本体とは構造的に独立であるとされていることより、構造系の変更無しにほぼ架設当時の状態で供用されてきたと言える。

本橋は、道路の線形改良による新橋の架設に伴って取り壊されることが決定したのを機に、安全性評価のための諸試験を実施することとなった。「対田橋」の橋梁諸元及び概略図をそれぞれ表1及び図1に示す。試験対象スパンは、香住側から1、2、3スパン目とし、それぞれスパン1、2、3と呼ぶことにする。また、主桁については、上流側から主桁A、B、Cとする。なお、目視試験の結果、得られたひびわれの発生状況は、床版に関してはスパン1で最も多くのひびわれが生じており、最大ひびわれ幅は0.3mmに達し、ほとんどのひびわれが遊離石灰を伴うものであった。逆に最も床版ひびわれが少なかったのはスパン3で、最大ひびわれ幅も0.1mm程度であったが、各スパンとも2方向ひびわれが生じていた。主桁については、各スパンとも最大幅0.3mm程度の曲げひびわれが生じていたが、特に海風が直接吹きつける下流側の主桁Cにおいてひびわれが多く生じており、とりわけ支承部付近では雨水の浸入と相まって腐食ひびわれが多数生じていることが確認された。スバ

表1 対田橋橋梁諸元

橋梁名	対田(たいた)橋		路線名	一般国道178号線	
橋種形式	RC単純T桁橋		所在地	兵庫県美都郡浜坂町	
橋長	49.00m (9.800m@5)		架橋河川	久斗(くと)川	
幅員	5.50m		架設年度	昭和25年度	
径間別	5径間		設計荷重	TL-14	
橋梁形式	上部構造	主桁	RC単純T桁	構造	主桁 本数;3,間隔;1.925m@2
		床版	RC25F <sup>7</sup>	造	横桁 本数;3,間隔;4.900m@2
	下部構造	橋台	重力式コンクリート	概	舗装 コンクリート舗装
		橋脚	重力式コンクリート	要	高欄 鉄筋コンクリート,φ <sup>2</sup> ス管

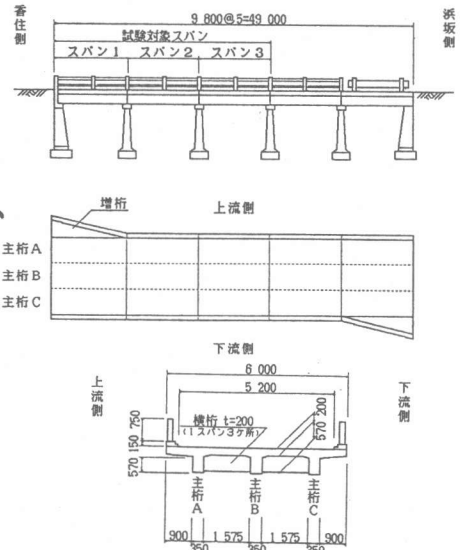


図1 対田橋概略図(単位:mm)

ン3におけるひびわれ発生状況の一部を図2に示す。この図に示すように、ひびわれ発生状況から見れば、本橋において損傷が進行していたのは明らかであり、スパン間や主桁間で損傷の程度に差がみられた。

### 3. 試験の概要

#### 3.1 耐用性診断試験

(1)高欄を有する全体系に対する静的荷重試験：重量20tfで軸重が既知である試験車（ダンプトラック）を用いて、各主桁に最も不利な荷重が作用するように荷重を行い、各主桁のスパン4等分点のたわみを測定した。すなわち、各主桁スパン中央に試験車の後輪軸中心がくるように試験車を配置した。ただし、両耳桁については路面幅の関係で上記のような配置ができないため、後輪外端が地覆と接するように配置した。また、各主桁についての荷重回数は3回を原則とし、その平均値を測定値とした。

(2)高欄を有する全体系に対する重錘落下振動試験：本試験は、重量300kgfの重錘を約1mの高さから所定の落下位置に15回程度落下させて、単一衝撃入力を与えた場合の重錘の入力加速度及び各主桁のスパン4等分点の応答加速度を、それぞれ動ひずみ計を通してデータレコーダの磁気テープに記録した。重錘落下位置及び加速度計設置位置を図3に示す。重錘落下位置を複数としたのは曲げ振動、ねじれ振動及び高次振動の振動特性を得るためである。試験の対象とした振動次数の振動形と重錘落下位置の対応を図4に示す。測定データの解析にはモーダル解析を適用し、モーダルパラメータとしての固有振動数、減衰定数、振動形等の振動特性を得ることができた。

(3)高欄を除去した全体系に対する静的荷重試験及び重錘落下振動試験：橋梁から高欄を取り除いた状態で(1)、(2)と同様の試験を実施した。高欄の概略図を図5に示すが、鋼管をコンクリート支柱で支えた程度の比較的簡単なものであった。

(4)構造系を変更させた全体系に対する静的荷重試験及び重錘落下振動試験：高欄を有する状態で、主桁Bのスパン中央にばね定数既知(45.3kgf/mm)のばねを設置し、ジャッキを用

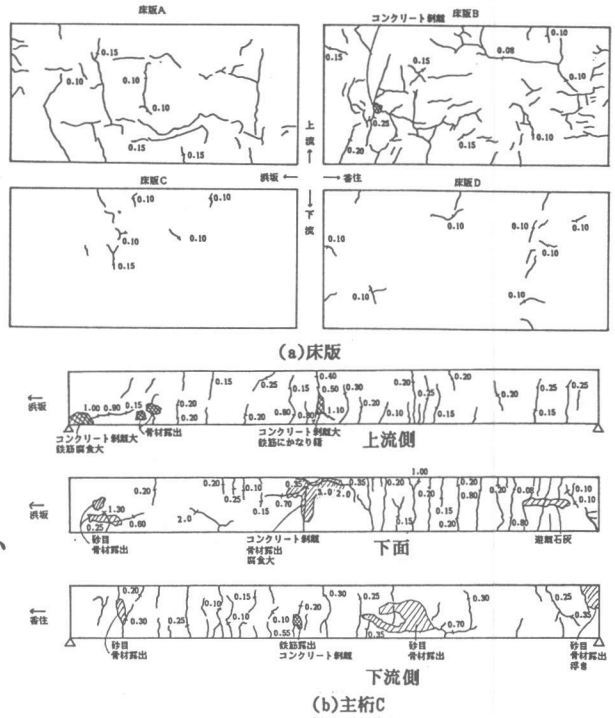


図2 床版及び主桁ひびわれ図の一例(スパン3)

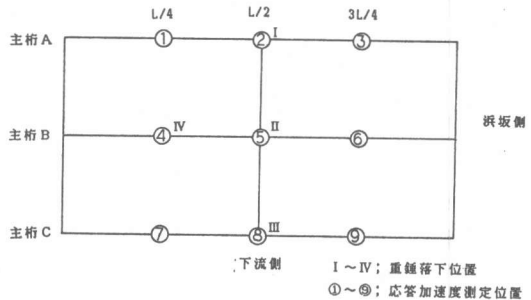


図3 重錘落下位置及び加速度計設置位置

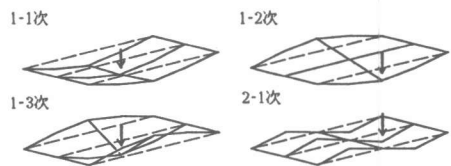


図4 各振動次数の ↓ 重錘落下位置  
振動形と重錘落下位置の対応

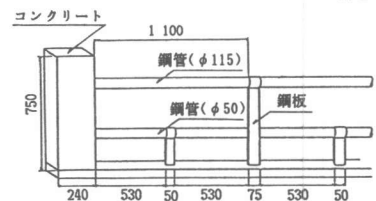


図5 高欄の概略図

いて鉛直上向きに約5tfの荷重を加えて主桁にプレストレス等による補強を施した場合を想定した状態で、(1)、(2)と同様の試験を実施した。ばねの設置状況を図6に示す。

### 3.2 検証試験

(1)主桁耐荷力評価試験：主桁の耐荷力や破壊形式を明らかにし、耐用性診断試験による安全性評価結果の検証を行うために、各スパンの主桁Bを床版部で切断し、単純支持のRC-T桁とした上でスパン中央に載荷し、破壊に至らせる試験を行った。載荷に際しては図7に示すような載荷装置を用い、4、5回の載荷・除荷を繰り返し、段階的に破壊に至らせた。主桁断面の一例を図8に示す。また各荷重段階における除荷後には重錘落下振動試験を行い(重錘落下位置はスパン中央、落下高さは約30cm)、主桁破壊過程における振動特性の変化を追跡した。なお、本試験ではスパン2の主桁については、コンクリート舗装(厚さ約10cm)を有する状態で重錘落下振動試験を行った後、舗装を除去して破壊させることにより、耐荷力や振動特性に及ぼす舗装の影響を明らかにすることを試みた。

図9に試験の概要を示す。

(2)耐久性評価試験：橋梁構成材料の現状を把握し、安全性評価結果について耐久性の面からの検証を行う目的で、主桁耐荷力評価試験終了後に、コンクリートコア抜き及び鉄筋採取を行い、コンクリートコアに関しては圧縮試験及び中性下深さ測定を、鉄筋(主鉄筋、腹鉄筋)については引張試験を行った。

## 4. 試験結果及び考察

### 4.1 全体系試験による安全性の評価

(1)静的載荷試験：静的載荷試験から得られた主桁のたわみ分布に基づき、System Identification法(構造同定法、以下SI法)<sup>2)</sup>を適用して橋梁の現状を把握することを試みた。SI法とは、試験によって得られた構造物の挙動と、構造パラメータを導入してモデル化された構造物に対する、対応する解析挙動との誤差を最小化することにより、構造パラメータを同定する手法である。ここでは、構造パラメータに主桁と横桁の断面2次モーメント、及びコンクリートのヤング係数を設定し、力学的挙動を各載荷位置でのスパン4等分点のたわみ(計27点)として現状を推定した。また、モデルには3主桁、3横桁の格子モデルを用いた。SI法による各構造

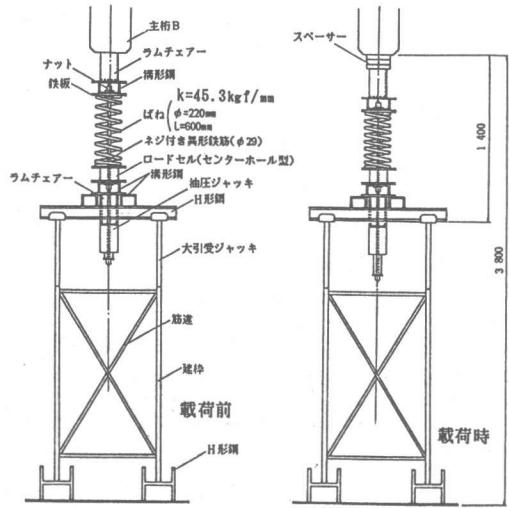


図6 ばねの設置状況

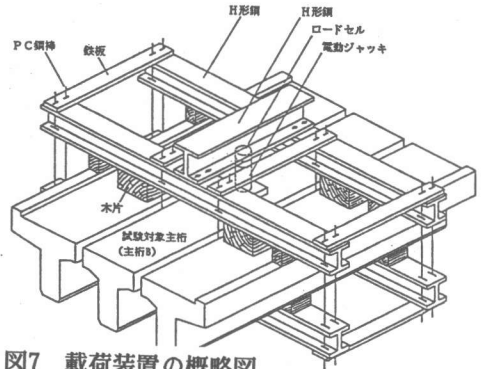


図7 載荷装置の概略図

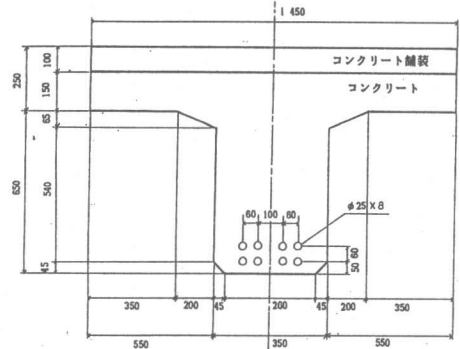


図8 主桁断面図(単位:mm)

載荷及び重錘落下位置

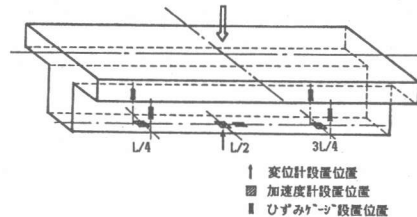


図9 主桁耐荷力評価試験の概要

パラメータの推定結果を表2に示す。表中の理論値は、コンクリートのヤング係数 $E_c=2.4 \times 10^5$  (kgf/cm<sup>2</sup>)、鉄筋のヤング係数 $E_s=2.1 \times 10^6$  (kgf/cm<sup>2</sup>)を有する全断面有効として求めたものである。表2より、スパン1の主桁Aの推定値が理論値を大きく上回っているが、これは構造的に独立とされていた増桁が主桁Aの剛性に大きく寄与していたことを示しているものと考えられる。また、横桁の推定値も理論値を上回っているが、これは横桁の剛性に床版の剛性が含まれているためである。高欄の有無についてはほとんど変化が見られないことから、「対田橋」に限れば、高欄は耳桁の剛性にはほとんど寄与していなかったものと推察される。これに対し、構造系を変更した場合には、スパン2及びスパン3において、主桁Bの断面2次モーメントが30~40%増加しており、ばねの効果がはっきりと現れていることがわかる。全体的にみると、推定結果には理論値を上回っているものもまたあり、SI法が相対的な推定結果を与えるものであることを考慮しても、損傷程度は小さいものと考えられる。

次に、表2の推定結果から、各主桁の曲げ破壊安全率 $\gamma_M$ 及びせん断破壊安全率 $\gamma_s$ を求めた<sup>3)</sup>ものを表3にまとめて示す。表中の $\gamma_M$ '及び $\gamma_s$ 'はSI法による推定断面2次モーメントに基づき有効幅を考慮して求めたものであるが、全体的にせん断破壊安全率が曲げ破壊安全率を上回っており、ひびわれ発生状況と一致した結果となった。また、高欄の除去に伴う安全率の変化は小さく、高欄死荷重の減少が影響しているに過ぎない。一方、断面2次モーメントの推定結果と同様、構造系変更の影響は顕著であり、これは主桁Bの剛性が大きく改善されたため荷重分配効果に変化が生じ、結果的に両耳桁の安全率が増加し、主桁Bの安全率が低下したものである。なお、ひびわれの発生状況からの推定結果である、各スパンとも主桁Cが最も損傷が進行しているという評価は、SI法による推定結果とは異なるものであった。

(2)重錘落下振動試験：モーダル解析によって得られた固有振動数及び減衰定数を表4にまとめて示す。固有振動数をみると、スパン2および3において高欄有と比較した場合、高欄無では減少し、系変更では増加する傾向にある。ただし、スパン1については、増桁が大きく影響しているものと思われ、このような傾向はみられない。また、減衰定数については、高欄の除去に伴って増加し、構造系を変更することによって減少する傾向にあるが、固有振動数ほど顕著ではない。

表2 SI法による推定結果(静的)

構造パラメータ	理論値			推定値				
	高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更		
スパン1	断面2次モーメント ( $\times 10^6$ cm <sup>4</sup> )	主桁A	3.49	3.49	3.49	7.86	8.01	8.30
		桁B	4.18	4.18	4.18	3.42	3.22	3.33
		桁C	5.52	4.87	5.52	6.22	6.37	5.93
	横桁	0.30	0.30	0.30	0.78	0.71	0.78	
	トング係数 ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )	2.40	2.40	2.40	1.90	1.90	1.90	
誤差 $\Sigma err^2$				0.173	0.155	0.087		
スパン2	断面2次モーメント ( $\times 10^6$ cm <sup>4</sup> )	主桁A	5.52	4.87	5.52	4.72	4.58	4.22
		桁B	4.18	4.18	4.18	2.83	2.57	3.72
		桁C	5.52	4.87	5.52	6.79	5.94	5.82
	横桁	0.30	0.30	0.30	1.47	1.58	0.58	
	トング係数 ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )	2.40	2.40	2.40	1.90	1.90	1.90	
誤差 $\Sigma err^2$				0.221	0.223	0.114		
スパン3	断面2次モーメント ( $\times 10^6$ cm <sup>4</sup> )	主桁A	5.52	4.87	5.52	4.87	4.77	3.71
		桁B	4.18	4.18	4.18	3.08	3.02	4.15
		桁C	5.52	4.87	5.52	5.98	5.98	5.87
	横桁	0.30	0.30	0.30	1.52	1.87	0.82	
	トング係数 ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )	2.40	2.40	2.40	1.90	1.90	1.90	
誤差 $\Sigma err^2$				0.317	0.325	0.075		

表3 破壊安全率

	主桁	$\gamma_M$	$\gamma_M'$	$\gamma_s$		$\gamma_s'$		
				L/4	3L/4	L/4	3L/4	
スパン1	高欄有	A	3.01	3.01	4.99	4.42	4.99	4.42
		B	6.54	6.50	8.94	8.53	7.37	5.35
		C	2.25	2.25	4.00	3.33	4.00	3.33
	高欄無	A	2.98	2.98	5.00	4.40	5.00	4.40
		B	6.84	6.58	9.12	8.57	6.97	5.05
		C	2.22	2.22	3.95	3.29	3.95	3.29
スパン2	高欄有	A	3.01	3.01	5.23	4.55	5.23	4.55
		B	6.72	6.68	9.17	8.67	7.78	5.63
		C	3.04	3.04	5.60	4.40	5.60	4.40
	高欄無	A	2.27	2.25	4.15	3.42	4.15	3.42
		B	7.34	7.25	10.7	7.29	6.19	4.09
		C	2.08	2.08	3.87	3.19	3.87	3.19
スパン3	高欄有	A	2.29	2.29	4.18	3.44	4.18	3.44
		B	7.61	7.44	10.4	7.44	6.00	4.19
		C	2.04	2.04	3.81	3.15	3.81	3.15
	高欄無	A	3.38	3.32	6.47	4.92	5.11	3.88
		B	4.57	4.55	6.70	5.83	6.47	4.87
		C	2.68	2.68	5.15	4.04	5.15	4.04
スパン3	高欄有	A	2.29	2.28	4.27	3.49	4.27	3.49
		B	6.55	6.48	9.72	6.71	6.81	4.88
		C	2.11	2.11	3.98	3.26	3.98	3.26
	高欄無	A	2.30	2.30	4.28	3.50	4.28	3.50
		B	6.68	6.58	9.91	6.80	6.94	4.74
		C	2.09	2.09	3.98	3.24	3.98	3.24
系変更	A	3.82	3.74	7.61	5.55	5.58	4.03	
	B	4.31	4.31	7.23	5.32	7.23	5.32	
	C	2.84	2.84	5.25	4.08	5.25	4.08	

表4 固有振動数及び減衰定数の解析結果

振動次数	振動特性	スパン1			スパン2			スパン3		
		高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更	高欄有	高欄無	系変更
1-1	固有振動数 (Hz)	14.91	15.15	15.81	11.92	11.85	13.11	11.26	11.23	11.32
	減衰定数 (%)	19.35	19.31	18.62	15.34	16.12	14.81	7.10	6.55	6.63
1-2	固有振動数 (Hz)	18.67	18.13	18.12	16.84	16.24	16.52	19.23	19.50	19.41
	減衰定数 (%)	8.10	9.93	8.10	10.22	10.44	8.94	9.34	7.32	7.39
1-3	固有振動数 (Hz)	26.82	27.32	27.77	29.92	28.22	30.98	25.12	26.82	26.11
	減衰定数 (%)	5.03	6.09	5.71	4.13	5.32	4.76	7.08	6.77	6.95
2-1	固有振動数 (Hz)	37.15	38.45	37.21	41.68	39.20	42.17	66.50	67.60	66.75
	減衰定数 (%)	10.25	6.55	10.82	6.07	8.04	5.87	2.52	4.17	2.72

次に、1-1次及び1-2次の固有振動数と、スパン中央の1-1次の振幅を力学的挙動とし、主桁断面2次モーメント、コンクリートのヤング係数及び支点の回転に関するばね定数を構造パラメータとしてSI法を適用し、構造パラメータの推定を行った。モデルは集中質量モデルとし、伝達マトリックス法により推定計算を行った。ここで、支点の回転に関するばね定数を導入したのは、支持条件が振動特性に大きく影響すること、「対田橋」の支承には平板支承が用いられていたこと等による。SI法による推定結果を表5にまとめて示す。これより、各主桁の断面2次モーメントは理論値を大きく下回っており、静的たわみに基づくSI法による推定結果と異なり、損傷程度の大きい推定結果となっている。しかし、高欄の除去により断面2次モーメントがほとんど変化せず、構造系の変更により、主桁Bの断面2次モーメントが大きく増加している点では静的SI法の推定結果とほぼ一致している。なお、系変更試験に用いたばねのばね定数が未知であるとして計算を行ったが、ほぼ妥当なばね定数を推定することができた(推定値=50.0kgf/mm)。

表5 SI法による推定結果(動的)

構造パラメータ	高欄有		高欄無		系変更			支点の回転に関するばね定数k (kgf/cm)				
	理論値	解析値	理論値	解析値	理論値	解析値	解析値					
スパン1	断面2次モーメント (×10 <sup>6</sup> cm <sup>2</sup> )	主桁A	3.49	1.03	1.83	3.49	0.77	1.30	3.49	0.98	1.83	4.0×10 <sup>6</sup>
		# B	4.18	1.47	2.40	4.18	1.58	2.67	4.18	2.56	3.40	1.5×10 <sup>6</sup>
		# C	5.52	1.53	2.75	4.67	1.35	2.28	5.52	1.49	2.75	4.0×10 <sup>6</sup>
	1/29 <sup>th</sup> 係数 (×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	2.40	1.90	1.40	2.40	1.90	1.40	2.40	1.90	1.40	-	-
	誤差 Err <sup>2</sup>	-	0.774	0.035	-	7.574	2.469	-	1.327	0.243	-	-
スパン2	断面2次モーメント (×10 <sup>6</sup> cm <sup>2</sup> )	主桁A	5.52	1.18	2.25	4.67	1.24	2.44	5.52	1.18	2.40	3.3×10 <sup>6</sup>
		# B	4.18	1.00	1.23	4.18	1.15	1.25	4.18	2.00	2.50	4.3×10 <sup>6</sup>
		# C	5.52	1.49	2.86	4.67	1.18	2.35	5.52	1.49	3.05	3.3×10 <sup>6</sup>
	1/29 <sup>th</sup> 係数 (×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	2.40	1.90	1.40	2.40	1.90	1.40	2.40	1.90	1.40	-	-
	誤差 Err <sup>2</sup>	-	0.165	0.110	-	0.394	0.001	-	0.338	0.010	-	-
スパン3	断面2次モーメント (×10 <sup>6</sup> cm <sup>2</sup> )	主桁A	5.52	1.10	1.81	4.67	1.10	1.80	5.52	1.10	1.90	1.3×10 <sup>6</sup>
		# B	4.18	0.80	1.30	4.18	0.88	1.04	4.18	1.20	1.45	0
		# C	5.52	1.63	2.67	4.67	1.40	2.74	5.52	1.63	2.80	1.3×10 <sup>6</sup>
	1/29 <sup>th</sup> 係数 (×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	2.40	1.90	1.40	2.40	1.90	1.40	2.40	1.90	1.40	-	-
	誤差 Err <sup>2</sup>	-	0.241	1.437	-	0.403	1.512	-	0.611	1.739	-	-

による。SI法による推定結果を表5にまとめて示す。これより、各主桁の断面2次モーメントは理論値を大きく下回っており、静的たわみに基づくSI法による推定結果と異なり、損傷程度の大きい推定結果となっている。しかし、高欄の除去により断面2次モーメントがほとんど変化せず、構造系の変更により、主桁Bの断面2次モーメントが大きく増加している点では静的SI法の推定結果とほぼ一致している。なお、系変更試験に用いたばねのばね定数が未知であるとして計算を行ったが、ほぼ妥当なばね定数を推定することができた(推定値=50.0kgf/mm)。

表6 主桁曲げ剛性の推定結果

4.2 検証試験による評価

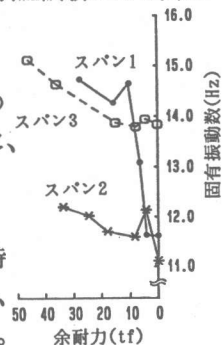
(1)主桁耐荷力評価試験：各主桁耐荷力評価試験から得られた荷重～たわみ曲線に基づき、主桁の曲げ剛性を求めた結果を、SI法による推定結果とともに表6に示す。ここで、CASE 1は初載荷時のものであり、供用時の状態であると考えられる。スパン2が舗装を除去した状態であることを考慮すると、全体系に対する静的試験による評価結果は、主桁耐荷力評価試験による検証結果より小さな曲げ剛性を見積っていることがわかる。また、CASE 2は破壊近傍まで損傷が進行した状態の値を示すものであり、CASE 1に比べて曲げ剛性が著しく低下しており、中央たわみがスパン長の1/500を過ぎた時点で損傷が急激に進行したことがわかる。そこで、たわみがスパン長の1/500となった時の荷重を破壊荷重として、各主桁の曲げ破壊安全率を求めた結果を表7に示す。表中の値を全体系に対する静的試験結果から求めた主桁Bの曲げ破壊安全率(表3参照)と比較すると、検証試験による安全率が大きく下回っており、全体系に対する静的試験に基づく推定結果では安全性を過大に評価することが明らかとなり、この点では動的試験結果に基づく方が推定精度が良いといえる。また、図10には主桁破壊過程における固有振動数の変化を、最大荷重から載荷荷重を減じた余耐力の変化と対応させて示す。一般に、固有振動数は損傷の進行に伴いほぼ線形的に減少し、破壊後に大きく減少する傾向があるが、「対田橋」ではこのような変化を示したのはスパン1だけであった。これは、各主桁とも主鉄筋の重ね継手がスパン中央に位置しているという特殊な構造となっていたことが、主桁耐荷力評価試験終了後に明らかとなったが、スパン2及び3では、この部分で局部的な破壊を生じたことが原因とも考えられる。

	CASE1 E <sub>I</sub>	CASE2 E <sub>I</sub>	CASE3 E <sub>I</sub>	CASE4 E <sub>I</sub>	CASE5 E <sub>I</sub>
スパン1	5.33	2.73	6.50	6.11	6.33
スパン2	5.22	3.33	5.00	4.88	7.07
スパン3	8.64	4.21	5.81	5.74	7.89

注) CASE 1：初期直線部分から算出  
CASE 2：δ=L/500を過ぎた次の載荷の直線部分から算出  
CASE 3：SI法による高欄有の場合の推定結果より算出  
CASE 4：SI法による高欄無の場合の推定結果より算出  
CASE 5：SI法による系変更の場合の推定結果より算出

表7 各主桁の曲げ破壊荷重及び曲げ破壊安全率

	δ=L/500時(tf)	破壊安全率
スパン1	22.3	2.93
スパン2	27.3	2.87
スパン3	37.3	2.85



次に、重錘落下振動試験で得られた対称1次の固有振動数と振動形に基づき、SI法を適用した推定結果を表8に示す。ここで、I<sub>1</sub>は香住側L/4点付近の、I<sub>2</sub>は

図10 破壊過程における固有振動数の変化

浜坂側3L/4点付近の断面2次モーメントである。この表では、荷重載荷段階を”ステップ”で表示している。推定結果から供用時の損傷程度を比較すると、スパン3が最も小さく、スパン1が最も大きいといえる。また、スパン2において舗装を有するステップ0と舗装除去後のステップ1では推定値に大きな差がみられ、コンクリート舗装が主桁の剛性の約50%を占めており、その安全性に大きく貢献していたことが明らかとなった。これらを全体系に対する重錘落下振動試験による推定結果と比較すると、スパン1では全体系に対する試験結果に基づく推定結果の方が、またスパン2及び3では検証試験の推定結果の方が、それぞれ他を上回っていることがわかる。

(2)耐久性評価試験：表9に、構成材料試験結果をまとめて示す。鉄筋に関しては、表面にかなりの錆がみられたが、SR24の材質を満足するものであることがわかる。しかし、コンクリートのヤング係数は著しく低下しており、特にスパン1及び2において低下率が大きくなっている。SI法で推定されたヤング係数と試験結果を比較すると、動的SI法の方が妥当な推定結果を与えることがわかる。また、中性化深さはスパン1でやや大きな値を示している他は3cm程度で、仮にこのまま供用を続けて行けば、数年以内に鉄筋のかぶり厚を上回り、鉄筋の著しい腐食を招いたものと推定される。このように、耐久性の面からみれば、「対田橋」では材料劣化の著しい進行が始まる直前の状態であったと言える。

5. まとめ：本研究では、既存橋梁の耐用性診断法だけでなく、診断結果の検証法と併せた総合的な橋梁診断法の開発を目指した。以下に本研究で得られた諸成果をまとめる：①主桁たわみ分布に基づく静的SI法を適用して、主桁断面2次モーメントやヤング係数といった構造パラメータを推定し、さらに各破壊形式に対する破壊安全率を算出するとともに、固有振動数及び振幅に基づいた動的SI法を適用した場合の、同様な構造パラメータの推定を行った。その結果、静的SI法からはほぼ健全な状態、動的SI法からは損傷がかなり進行した状態であるとの推定結果が得られた。両SI法の評価結果の差は、モデルの選定や計算法の違いに起因するものと思われ、どちらの評価結果がより正確に橋梁の現状を把握しているかについて検討すべき余地を残した。しかし、高欄の有無や構造系の変更による推定結果はほぼ同様の傾向を示しており、橋梁診断に対するSI法適用の妥当性が明らかとなった。②耐用性診断試験結果の検証試験として実施した主桁耐荷力評価試験から推定した曲げ剛性は、耐用性診断試験による推定結果とは若干の差を生じたが、ほぼ妥当な検証結果を得ることができた。また、従来無視されることの多かった舗装が、主桁の剛性に大きく寄与していることが明らかとなった。③橋梁構成材料試験によって材料劣化の現状を把握することができ、耐久性の面から安全性評価結果の検証を行うだけでなく、今後の耐久性低下の動向を推測することが可能となった。④一連の試験を実施した結果、過酷な気象条件に左右されることなく、かなりの精度でデータを収集することができた。これにより、本試験法が今後現場試験を実施する際の参考となりうるものと考えられる。

参考文献 1)例えば西村,他:橋梁診断のシステム化に関する基礎的研究、土木学会論文集、第378号、1987. 2)Dougras, B.M. et al.: Dynamic Tests and System Identification of Bridges, ASCE No. ST10, 1982. 3)土研資料1228号、コンクリート橋の耐荷力に関する研究調査、1977.

表8 SI法による推定結果(主桁単独,動的)

スパン	断面2次モーメント ( $\times 10^6 \text{ cm}^4$ )		スパン	断面2次モーメント ( $\times 10^6 \text{ cm}^4$ )		スパン	断面2次モーメント ( $\times 10^6 \text{ cm}^4$ )	
	I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>		I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>		I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>
1	1	1.13	2	1	1.00	3	1	1.91
	2	1.11		2	0.67		2	1.74
	3	1.02		3	0.67		3	1.66
	4	0.70		4	0.65		4	1.57
	5	0.59		5	0.74		5	1.65
	6	0.65		6	0.61		6	1.33
		1.71		2.68			2.01	
		1.51		1.09			1.84	
		1.86		1.02			1.45	
		1.62		0.93			1.49	
		1.13		0.84			1.49	
		1.02		0.76			1.79	

\*コンクリートのヤング係数  $E_c = 1.40 \times 10^6 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$   
 \*スパン1の支点のばね定数  $k_1 = 1.0 \times 10^6 \text{ (kgf/cm)}$   
 \*スパン2の支点のばね定数  $k_2 = 4.3 \times 10^6 \text{ (kgf/cm)}$   
 \*スパン3の支点のばね定数  $k_3 = 5.0 \times 10^6 \text{ (kgf/cm)}$

表9 材料試験結果

(a)コンクリート

スパン	圧縮試験			中性化試験
	直径 (cm)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	中性化深さ (cm)
1	10.01	126	$0.98 \times 10^6$	4.83
2	10.00	141	$0.99 \times 10^6$	3.45
3	10.00	193	$1.40 \times 10^6$	2.68
平均		156	$1.14 \times 10^6$	3.65
標準偏差		40.1	$0.343 \times 10^6$	1.097

(b)鉄筋

スパン	直径 (cm)	降伏点強度 (kgf/mm <sup>2</sup> )		引張強度 (kgf/mm <sup>2</sup> )	
		平均	標準偏差	平均	標準偏差
主鉄筋	1	25.03	30.82	43.28	
	2	24.70	33.39	33.40	
	3	24.63	34.02	50.84	
スタライラップ	平均		32.74	47.90	
	標準偏差		2.139	6.021	
	1	8.67	31.30	45.41	
2	8.85	31.06	45.98		
3	8.80	29.88	44.94		
平均			30.75	45.44	
標準偏差			1.897	3.184	