

活荷重応力度測定結果を用いた既設橋梁の安全性照査方法の検討

A STUDY ON EVALUATION METHOD FOR LOAD CARRYING CAPACITY OF EXISTING STEEL BRIDGES

藤原 稔*、村越 潤**、田中 良樹***

by Minoru FUJIWARA, Jun MURAKOSHI, Yoshiki TANAKA

Systematic maintenance procedure is required for long-term bridge maintenance. Especially, there is a great need for load carrying capacity method. This paper gives a load carrying capacity evaluation method which can cover bridge conditions such as bridge span, traffic volume and service life. This method is for main girders of plate girders, based on a load and resistance factor type equation, using stress data obtained by field measurement.

1. はじめに

既設橋梁を有効に活用していくためには維持管理技術全般の向上を図ることが必要であるが、中でも既設橋梁の安全性の照査は、その橋への対処方法を決める上で重要な事項である。

現在わが国では、既設橋の安全性の照査を行う場合、新設橋の整備水準と比較して安全性の水準をどのようにとればよいか具体的かつ明確な方法は示されていないが、一つの考え方として個々の橋梁の荷重条件、耐荷力等を考慮して安全性の照査を行うことが考えられる。すなわち既設橋については、個々の橋梁の今までの使われ方(自動車荷重の大きさ、頻度等)および今までに受けた劣化損傷の程度、今後想定される使われ方(自動車荷重の大きさ、頻度等)、今後期待される維持管理の水準等に応じて、現在の整備水準を見直し、それによって得られる水準(以下照査荷重と呼ぶ)を満足すれば良いと考えるものである。たとえば、照査荷重がTL-10荷重相当である場合、設計荷重がTL-14の2等橋では安全性は確保されていると考え、また補修補強等によって死荷重が増加するような場合もそれを考慮して得られる照査荷重が、設計荷重よりも小さいならば安全性は確保されていると考える。この場合の照査荷重は、その橋梁の供用条件等が変化する度に設定を行えばよいものとする。また照査荷重が設計荷重を超える場合には、次式のとおりに照査荷重に対する構造自体の耐荷力を照査することになる。

$$R > S$$

* 建設省土木研究所 橋梁研究室 室長 (〒305 茨城県 つくば市 旭1番地)

** 建設省土木研究所 橋梁研究室 研究員 (〒305 茨城県 つくば市 旭1番地)

*** 建設省土木研究所 橋梁研究室 (〒305 茨城県 つくば市 旭1番地)

ここで、Rは耐力力、Sは照査荷重である。

このような個々の橋梁の荷重条件、耐力力等を考慮した安全性の照査方法については、今までに種々の検討が行われている。昭和45年に提案されている「鋼道路橋(プレートガーダーおよびトラス)供用荷重算定指針(案)」¹⁾も、上述の考え方と同様な考え方に基づいているが、許容応力度設計法の書式であり、交通条件等を照査に考慮できる形に必ずしもなっていない。文献2)では、限界状態設計法の書式による照査方法の試案が提案されており、文献3)では、この試案に基づき活荷重係数の具体的な数値の検討が行われている。海外の基準を例に挙げると、AASHTOでは橋梁点検マニュアル⁴⁾⁵⁾があり、OHBD Code⁶⁾では既設橋の耐力力評価の章が一章設けられている。ただし前者の橋梁点検マニュアルでは、交通条件等の重要なファクターを照査に反映できるような数値は示されておらず、橋梁の安全性を適切に評価するのは難しいとの指摘もある⁷⁾⁸⁾。文献9)では安全性評価の現状についてまとめられており、さらに耐力力の照査方法として荷重係数法を取上げ、安全性指標 β を用いて、抵抗係数と死荷重係数を検討している。また既設橋梁とのキャリブレーションにより活荷重係数の検討を行っている。文献12)では、実橋において材料試験、載荷試験および活荷重調査を行い、得られたデータを基に、安全性指標 β を用いて主桁の安全性の評価を行っている。

本文では、個々の橋梁の構造特性や活荷重の載荷状態等を、照査に際しよりの確に反映させるために、試みとして実橋での応力度の測定結果を用いた安全性の照査方法¹³⁾¹⁴⁾について検討を行っている。照査の対象は、プレートガーダー橋の主桁であり、主桁の下フランジの応力が部材の降伏点に達した状態に対して照査方法の検討を行っている。なお照査式には死活荷重係数、全体安全係数が含まれており、これら全ての係数を決める必要があるが、ここでは検討の対象を活荷重に絞り、対象橋梁の支間長、交通特性および将来供用していく期間(以下、将来供用期待年数と呼ぶ)に基づいて、照査活荷重を推定する方法を検討している。以下にその照査方法の概要、照査に用いる活荷重の検討結果、照査方法の適用性についての検討結果について述べる。

2. 照査方法の考え方

2. 1 照査式

以下にプレートガーダー橋の主桁下フランジの降伏状態に対する照査式を示す。

$$\sigma_y / \gamma_1 > a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^7 + \gamma_4 \cdot \sigma_d \quad (1)$$

a_1 : 橋梁の将来供用期待年数、交通特性等を見込むための補正係数

a_2 : σ_{max}^7 の日最大活荷重応力度の母平均からのずれを見込むための補正係数

σ_{max}^7 : 主桁支間中央下フランジにおける実測日最大活荷重応力度の7日間平均値

σ_y : 主桁材料の降伏応力度

σ_d : 主桁支間中央下フランジの設計死荷重応力度

γ_1 : 照査において確保すべき安全性の程度を決めるための係数

γ_4 : 死荷重のばらつきを考慮するための補正係数

照査すべき限界状態については、主桁としての安全性を考えれば、本来非弾性的な挙動を含めて決める必要があり、また橋梁としての安全性を考えれば、横桁、対傾構および床版等を含めた構造全体の耐力力¹⁾を考慮して決める必要があると考えられる。しかしそのような照査の状態を見積もることは難しいことから、ここでは主桁の下フランジの応力が部材の降伏点に達した状態に対して照査を行なうこととした。また桁の材質、寸法形状が桁方向に変化する場合には、支間中央が最も危険な断面とは限らないが、ここでは支間中央部が最初に限界状態に達すると想定した。なお、ここでは左辺の強度のばらつきについては検討していないが、今後検討する必要がある。

表－１ 自動車荷重モデル

No	車 種	車 重		巾長 (m)	活荷重モデル	軸 重 (比) (t)			種別	混 入 率		
		平均値(t) (最大値(t))	標準偏差 (t)			1	2	3		R 357 有明 大型車 32.5 %	大型車 40%	大型車 20%
1	軽自動車	1.30 (3.10)	0.36	4.4		0.501 W + 0.03	0.498 W - 0.03	—	小型	0.551	0.490	0.653
2	乗用車											
3	貨客車											
4	小型トラック	3.60 (12.60)	1.35	4.4		0.231 W + 0.76	0.769 W - 0.76	—	小型	0.124	0.110	0.147
5	ロングボディートラック											
6	中型トラック	6.20 (18.30)	2.50	6.0		0.182 W + 1.38	0.818 W - 1.38	—	大型	0.131	0.161	0.081
7	大型トラック 1-1											
8	" 1-2											
9	" 2-1	17.00 (45.00)	6.30	8.5		0.109 W + 3.22	0.891 W - 3.22	—	大型	0.103	0.127	0.063
10	" 2-2											
11	大型ダンプ 1-1											
12	" 1-2											
13	大型ミキサー 1-1	20.00 (61.90)	9.80	7.5		0.081 W + 3.60	0.919 W - 3.60	—	大型	0.030	0.037	0.018
14	" 1-2											
15	タンクローリー											
16	" 2-1	16.00 (33.70)	7.00	8.0		0.107 W + 3.01	0.893 W - 3.01	—	大型	0.017	0.021	0.011
17	セミトレーラー											
18	フルトレーラー	30.00 (86.70)	12.00	14.0		0.024 W + 4.19	0.360 W + 0.70	0.616 W - 4.89	大型	0.034	0.042	0.021
19	マイクロバス											
20	中型バス	13.8 (18.70)	2.40	10.5		0.376 W - 0.464	0.624 W + 0.464	—	大型	0.010	0.012	0.096
21	大型バス											
備 考		() 内は最大重量(t)			Wは車重を示す					1.000	1.000	1.000

※) ○印は各グループの代表車種を示す。

式(1)の左辺は部材強度(ここでは部材の降伏応力度)である。右辺は将来供用期待年数内に予想される活荷重応力度の最大値に、死荷重応力度を加えた値である。 σ_{max}^T については、応力頻度測定器により計測された7日分の日最大応力度のデータから求める。 $a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^T$ は、将来供用期待年数内に予想される活荷重応力度の最大値に対応する値である。

上式中の γ_i については、降伏応力度 σ_y に対して、路線の性格(交通量、道路の種別等)に応じて確保すべき安全性等を考慮して定める値を意図しているが、具体的な数値については今後検討する必要がある。 γ_d については、活荷重に関する補正係数 a_1 と比較して、供用年数に左右されることが少ない変動の小さい係数であり、既存の調査研究^{2,3)}において数値の検討が行われている。

以下に補正係数 a_1 および a_2 についてその意義と算定方法を示す。

2. 2 照査式中の補正係数 a_1 の意義と算定方法

(1) 補正係数 a_1 の意義

補正係数 a_1 は計測結果 σ_{max}^T に荷重強度の変動を考慮することにより、将来供用期待年数内に生じることが予想される最大活荷重応力度を推定するための係数である。

(2) シミュレーションの概要

a_1 は、供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値に対する、将来供用期待年数内に予想される最大曲げモーメントの比として算定される。最大曲げモーメントの算出にはシミュレーション^{1,3)}を用いている。シミュレーションでは、①単純支持された1本桁モデル(2.75m巾)上に自動車荷重モデルの車種別構成比率に対応する確率で車両をランダムに発生させ、②その車間距離を実態調査から得られた車間距離分布に従ってランダムに与え、③その状態での1本桁モデルの支間中央の曲げモーメントを求める、という作業を繰り返し行っている。なお最大曲げモーメントは将来供用期待年数における非超過確率90%に対応する値とした。

シミュレーションに用いた自動車荷重モデル(表-1)は一般国道357号有明地点で昭和59年に実施した活荷重調査結果と自動車諸元表に基づいて作成したものである。また車間距離は、完全渋滞シミュレーションでは信号停止時の実測データ(土研橋梁研究室 59年度実測値、地点:一般国道1号品川区北馬込 2丁目交差点)を、走行時シミュレーションでは走行時の車間距離データ(土研道路研究室 52年度実測値、地点:一般国道126号千葉市加曽利、国道14号千葉市登戸)を用いた。

シミュレーションの回数Nは式(2)によった。式(2)の中で、非超過確率Pは一律90%としている。これは将来供用期待年数に生じる最大の載荷状態が照査活荷重($\gamma_{LL} \times TL-20$ 荷重)を上回る確率を10%として照査活荷重を算定したことを意味する。

$$N = 1 / (1 - P^{\frac{1}{TM}}) \tag{2}$$

ここに、T:将来供用期待年数(年)

M:年間渋滞回数(渋滞を想定したシミュレーション時)

年間大型車交通量(走行を想定したシミュレーション時)

P:非超過確率

なお2車線、3車線の γ_{LL} はそれぞれシミュレーションにより得られた橋軸直角方向の1車列による最大曲げモーメント M_1 の確率分布をたたみ込み積分することによって求めた。活荷重係数は、この最大曲げモーメント M_1 に、プレートガーダー橋の荷重分配の影響を考慮した補正係数を乗じることにより求めた。また供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値については、1日分のシミュレーションを10~50回繰り返すことにより求めた。

(3) 補正係数 a_1 の算定方法

表-2(a)(b)および表-3(a)(b)に渋滞および走行時別に、個々の橋梁の今後の将来供用期待年数、交通条件(渋滞回数、大型車混入率、日交通量)、支間長に対する係数を示す。これらの表から対象橋梁の条件に対応する値を選びだすことにより、供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値に対する、将来供用期待年数内に予想される最大曲げモーメントの比 a_1 を求めることができる。

a_1 は以下の手順に従い求める。

①表-2から対象橋梁の条件に見合った走行状態、渋滞状態のそれぞれに対応する係数(α と呼ぶ)を求める。

②走行状態に対応する α と渋滞状態に対応する α を比較し、大きい値の方をその橋梁の α とする。

表-2 供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値/L-20載荷時の曲げモーメント

(b) 走行状態 (走行状態)

(a) 渋滞状態

支 間	大型車 混入率	渋 滞 回 数	車 線 数		
			1車線	2車線	3車線
20m	20%	1	0.20	0.20	0.25
		10	0.55	0.45	0.45
		100	1.00	0.70	0.65
		500	1.25	0.85	0.80
		1	0.30	0.30	0.35
		10	0.65	0.55	0.60
	40%	100	1.05	0.80	0.80
		500	1.35	0.95	0.95
		1	0.30	0.30	0.35
		10	0.65	0.55	0.60
		100	1.00	0.75	0.80
		500	1.25	0.90	0.90
40m	20%	1	0.45	0.45	0.50
		10	0.85	0.70	0.75
		100	1.20	0.95	1.00
		500	1.45	1.10	1.10
	40%	1	0.35	0.35	0.45
		10	0.70	0.60	0.65
		100	1.05	0.80	0.85
		500	1.30	0.90	0.95
	60%	1	0.50	0.50	0.60
		10	0.90	0.75	0.85
		100	1.20	1.00	1.05
		500	1.45	1.10	1.20

支 間	大型車 混入率	交通量 台/(日・車線)	車 線 数		
			1車線	2車線	3車線
20m	20%	1 000	1.45	0.80	0.70
		5 000	1.60	0.95	0.80
		10 000	1.70	0.95	0.85
		15 000	1.75	1.00	0.85
	40%	1 000	1.50	0.90	0.80
		5 000	1.75	1.05	0.90
		10 000	1.80	1.10	0.95
		15 000	1.90	1.10	1.00
	60%	1 000	1.60	1.00	0.85
		5 000	1.80	1.10	1.00
		10 000	1.90	1.15	1.05
		15 000	1.90	1.20	1.10
40m	20%	1 000	1.20	0.75	0.65
		5 000	1.45	0.85	0.75
		10 000	1.50	0.90	0.80
		15 000	1.60	1.00	0.80
	40%	1 000	1.30	0.80	0.75
		5 000	1.50	0.95	0.85
		10 000	1.65	1.00	0.90
		15 000	1.65	1.00	0.90
	60%	1 000	1.35	0.85	0.80
		5 000	1.60	1.00	0.90
		10 000	1.70	1.00	0.95
		15 000	1.70	1.10	1.00
60m	20%	1 000	1.05	0.65	0.55
		5 000	1.25	0.75	0.65
		10 000	1.30	0.75	0.70
		15 000	1.30	0.80	0.75
	40%	1 000	1.15	0.70	0.65
		5 000	1.35	0.80	0.75
		10 000	1.40	0.90	0.80
		15 000	1.45	0.90	0.85
	60%	1 000	1.25	0.80	0.75
		5 000	1.40	0.90	0.85
		10 000	1.45	0.95	0.90
		15 000	1.50	0.95	0.90

態, 渋滞状態のそれぞれに対応する

と渋滞状態に対応する α を比較し、

α とする。

③表－３から対象橋梁の条件に見合った走行状態、渋滞状態のそれぞれに対応する係数 (γ_{LL} と呼ぶ) を求める。将来にわたり渋滞が全く生じないと予測される場合は、走行状態に対応する γ_{LL} を、その橋梁の γ_{LL} とする。

④走行状態に対応する γ_{LL} と渋滞状態に対応する γ_{LL} を比較し、大きい値の方をその橋梁の γ_{LL} とする。

⑤②で求めた α と④で求めた γ_{LL} から γ_{LL}/α を求め、その値を補正係数 a_1 とする。

なお、表より支間長が短い場合は概ね走行状態を想定して得られた γ_{LL} が、渋滞を想定して得られた γ_{LL} を上回る場合が多くなる傾向にあることがわかる。

表－３ 将来供用期待年数内において予想される最大曲げモーメント/L-20載荷等の曲げモーメント

(a) 渋滞状態, 2車線							(b) 走行状態, 2車線										
支 間	大型車混入率	渋 滞 回 数	将来供用期待年数					支間	大型車混入率	交通量 台/(日・車線)	将来供用期待年数						
			1 年	3 年	5 年	10 年	1 年				3 年	5 年	10 年				
20m	20%	1	1.30	1.40	1.45	1.50	20m	20%	1 000	1.90	1.95	2.00	2.05				
		10	1.50	1.65	1.70	1.80			5 000	2.00	2.10	2.10	2.20				
		100	1.80	1.90	1.95	2.05			10 000	2.05	2.10	2.20	2.25				
		500	1.95	2.05	2.10	2.15			15 000	2.10	2.20	2.20	2.25				
		1	1.45	1.50	1.60	1.65			1 000	2.00	2.05	2.10	2.20				
	40%	10	1.65	1.80	1.85	1.90		40%	5 000	2.10	2.20	2.25	2.30				
		100	1.90	2.05	2.10	2.10			10 000	2.20	2.25	2.30	2.30				
		500	2.10	2.15	2.25	2.25			15 000	2.20	2.30	2.30	2.30				
		40m	20%	1	1.30	1.45			1.50	1.50	40m	60%	1 000	2.05	2.10	2.20	2.25
				10	1.60	1.65			1.70	1.80			5 000	2.20	2.25	2.25	2.30
100	1.80			1.90	1.90	1.95		10 000	2.25	2.30			2.30	2.35			
500	1.90			2.05	2.05	2.10		15 000	2.25	2.30			2.30	2.35			
40%	1			1.60	1.65	1.70	1.80	60m	20%	1 000			1.70	1.75	1.75	1.80	
	10		1.80	1.90	1.95	1.95	5 000			1.75		1.90	1.90	1.95			
	100		1.95	2.10	2.10	2.15	10 000			1.80		1.90	1.95	2.00			
	500		2.10	2.25	2.25	2.30	15 000			1.90		1.95	1.95	2.00			
	60%		1	1.30	1.45	1.50	1.60			60m		40%	1 000	1.80	1.90	1.90	1.95
10			1.60	1.65	1.70	1.70	5 000		1.90				2.00	2.00	2.05		
100		1.70	1.85	1.85	1.90	10 000	1.95		2.00				2.05	2.05			
500		1.85	1.95	1.95	2.05	15 000	2.00		2.05				2.05	2.10			
40%		1	1.60	1.65	1.70	1.80	60m		60%		1 000		1.80	1.95	1.95	2.00	
	10	1.80	1.85	1.90	1.95	5 000					1.95	2.05	2.05	2.10			
	100	1.95	2.05	2.10	2.15	10 000					2.00	2.05	2.10	2.10			
	500	2.10	2.15	2.25	2.25	15 000					2.05	2.10	2.10	2.20			
	60m	20%	1	1.45	1.50	1.60		1.60			60m	20%	1 000	1.45	1.50	1.60	1.60
10			1.60	1.65	1.65	1.70		5 000	1.60				1.65	1.65	1.70		
100			1.85	1.85	1.90	1.95		10 000	1.65				1.65	1.70	1.75		
500			1.95	2.05	2.05	2.10		15 000	1.65				1.70	1.70	1.75		
40%			1	1.60	1.65	1.65		1.70	60m	40%			1 000	1.60	1.65	1.65	1.70
		10	1.80	1.85	1.90	1.95		5 000				1.65	1.70	1.75	1.80		
		100	1.95	2.05	2.10	2.15		10 000				1.70	1.80	1.80	1.80		
		500	2.10	2.15	2.25	2.25		15 000				1.70	1.80	1.80	1.80		
		60%	1	1.65	1.70	1.70	1.75	60m				60%	1 000	1.65	1.70	1.70	1.75
10			1.80	1.85	1.90	1.90	5 000			1.70			1.75	1.80	1.90		
100	1.95		2.05	2.10	2.10	10 000	1.75			1.80			1.90	1.90			
500	2.10		2.15	2.25	2.25	15 000	1.75			1.80			1.90	1.90			

求めた γ_{LL} から γ_{LL}/α を求め、その

高い場合は概ね走行状態を想定して得

定して得られた γ_{LL} を上回る場合が多

くなる。

2. 3 照査式中の補正係数 a_2 の意義と算定方法

補正係数 a_2 は、観測期間の実測値の平均値を母平均として用いることによって生じる誤差を補正するための係数である。この場合、観測期間が長いほど母平均との差は小さくなり、照査式(1)の右辺の推定精度は向上するが、観測手間を考慮して期間を1週間とした。

ここでは、実測日最大活荷重応力度を用いて、信頼度を0.99とした場合の母平均の両側信頼区間推定を行ない、標本平均と区間推定値の上限値の比を求める方法により、どの程度の補正が必要かについて検討を行った。検討にはプレートガーダー橋10橋の60日分および1橋の168日分の日最大応力度のデータを用いた。分析はこれらのデータのうち、各主桁で観測された日最大応力度のデータを7日間ごとに分割して得られた各標本について行った。実橋での日最大活荷重応力度の計測結果を用いて検討した結果、区間推定値の上限値と標本平均の比は信頼度0.99の場合、平均1.17であった。 a_1 に対して概ね1.2程度の補正係数を乗じれば、7日間の標本平均と母平均とのずれによって生じる誤差を取り込めるものと考えられることから、本照査方法では a_2 を1.2とすることとした。

3. 照査方法に関する検討

3. 1 補正係数 a_1 の妥当性の検討

(1) 検討概要

補正係数 a_1 は、シミュレーションにより得られた供用期間1日間に生じる最大曲げモーメントの期待値に対する、将来供用期待年数内に予想される非超過確率90%に対応した曲げモーメントの比によって算定される。ここでは5橋のプレートガーダー橋の日最大活荷重応力度の測定結果(表－4 参照)を用いて、その分布を極値Ⅰ型分布にあてはめ、供用期間n日間($n=1, 30, 60, 90$)の期待値および非超過確率90%に相当する値を求め、補正係数 a_1 との比較を行なった。

(2) 検討手順

- n日間の最大活荷重応力度の期待値 μ_n および非超過確率90%に相当する値 μ_n^* は、次の手順で推定した。
- ①各橋梁における日最大応力度の実測値を極値Ⅰ型確率紙にプロットし、極値Ⅰ型分布のパラメータ α 、 u を推定する。なお、この時パラメータ α 、 u は累積確率の大きい部分について直線回帰することにより求めた。
- ②パラメータ α 、 u とべき乗則を用いて、供用期間n日間に対するn日間最大活荷重応力度の分布のパラメータ u_n を求める。
- ここで、日最大活荷重応力度の累積確率分布関数 $Fx(\chi)$ を次のとおり与える。

$$Fx(\chi) = \exp[-\exp(-\alpha(\chi - u))] \quad (3)$$

$Fx(\chi)$ ：日最大活荷重応力度の累積確率分布関数

n日間の最大活荷重応力度の累積確率分布関数 $Fx_n(\chi)$ は、べき乗則を用いて次式で与えられる²²⁾。

$$Fx_n(\chi) = \{Fx(\chi)\}^n = \exp[-\exp(-\alpha(\chi - u_n))] \quad (4-1)$$

$Fx_n(\chi)$ ：n日間の最大活荷重応力度の累積確率分布関数

u と u_n の関係は次式で表される。

$$u_n = u + (Qn/n)/\alpha \quad (4-2)$$

- ③ α 、 u_n を用いて、期待値 μ_n および非超過確率90%に相当する値 μ_n^* を求める。
- ④補正係数 a_1 を求める。
- ⑤ μ_n および μ_n^* を、日最大活荷重応力度の平均値 μ_{D1} で無次元化する。
- ⑥ μ_n/μ_{D1} 、 μ_n^*/μ_{D1} と補正係数 a_1 を比較する。

(3) 検討結果

表-4 n日間の最大活荷重応力度の平均値 μ_{Dn} (kg/cm²)

表-4にn日間の最大活荷重応力度の平均値 μ_{Dn} (n=1,7,30,60,90)を示す。90日間の測定では1日間計測した場合の1.27~1.65倍の応力が生じている。

図-1に μ_{Dn}/μ_{D1} 、 μ_n/μ_{D1} 、 μ_n^*/μ_{D1} と補正係数 a_1 の計算結果を示す。 μ_n および μ_n^* (n=1,7,30,60,90,365)は、実測値から求めた、供用期間n日間に対する期待値および非超過確率90%に相当する値である。 a_{1n} (n=1,7,30,60,90,365)は供用期間n日間に対する補正係数である。

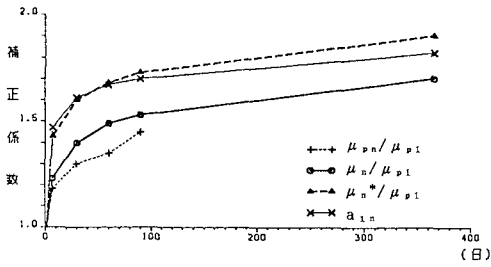
S橋、K橋、E橋については、補正係数 a_{1n} は本来意図した非超過確率90%に相当する値 μ_n^*/μ_{D1} に近い値を示しており、短期間の比較であるが、活荷重応力度の増分を比較的良く推定していると考えられる。また、n日間の最大活荷重応力度の平均値 μ_{Dn}/μ_{D1} は、極値Ⅰ型分布に基づいて算定した期待値 μ_n/μ_{D1} と比較的良く一致している。A橋とF橋については、補正係数 a_{1n} と μ_n^*/μ_{D1} の関係がそれぞれ逆になっており、個々の橋梁の交通条件等を調べる必要がある。以上の比較は十分なデータに基づくものではなく比較期間も短いことから、これをもって補正係数 a_{1n} の妥当性は判断できない。ただし実際に生じる活荷重応力度には上限値が存在すると考えられること、照査式には補正係数 a_2 として1.2を考慮することとしていることから、補正係数 a_1 は少なくとも本来意図した非超過確率90%に相当する値よりも過小側の値を推定することはないと考えられる。

3. 2 照査方法の適用性の検討

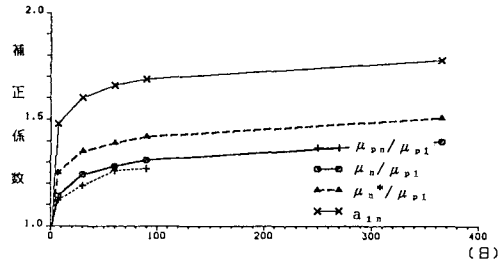
照査式(1)を、24時間応力測定で日最大応力度の得られているプレートガーダー橋計57橋に適用し、各橋

期間 n(日)	1	7	30	60	90
F 橋	データ数	374	53	12	6
	μ_{Dn}	552	617	658	696
	(比率)	(1.00)	(1.12)	(1.19)	(1.26)
E 橋	データ数	127	18	4	2
	μ_{Dn}	397	465	539	582
	(比率)	(1.00)	(1.17)	(1.36)	(1.46)
K 橋	データ数	344	49	11	5
	μ_{Dn}	472	558	642	695
	(比率)	(1.00)	(1.18)	(1.36)	(1.47)
A 橋 (1回目測定)	データ数	408	58	13	6
	μ_{Dn}	384	457	531	591
	(比率)	(1.00)	(1.19)	(1.38)	(1.54)
A 橋 (2回目測定)	データ数	295	42	9	4
	μ_{Dn}	401	476	566	646
	(比率)	(1.00)	(1.19)	(1.41)	(1.61)
S 橋	データ数	343	49	11	5
	μ_{Dn}	380	449	496	513
	(比率)	(1.00)	(1.18)	(1.30)	(1.35)

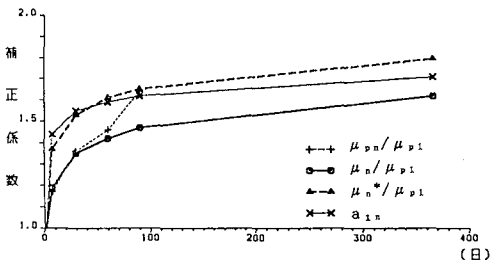
S 橋



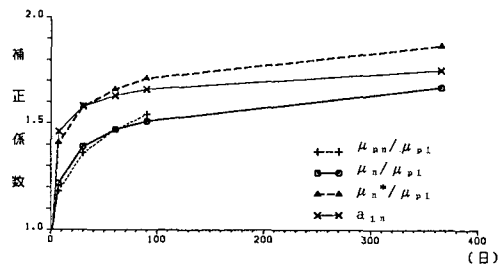
F 橋



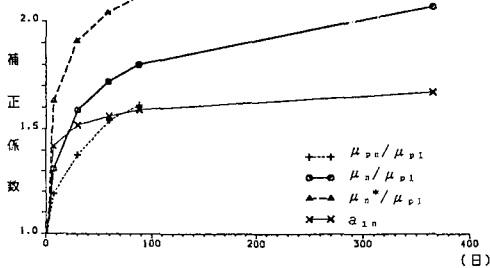
E 橋



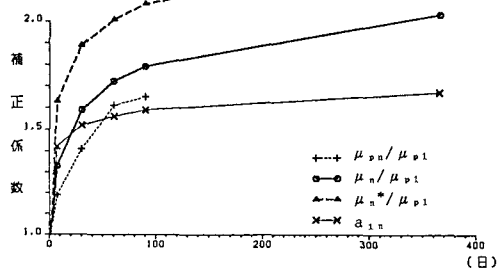
K 橋



A-1 橋



A-2 橋

図-1 補正係数 a_{1n} の検討結果

梁の照査結果の比較および検討を行った。応力測定の概要については文献3),16),17)に報告されている。なお照査式(1)の右辺の $a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^7$ を求める場合、日最大応力度の7日間の平均値 σ_{max}^7 が必要であるが、ここでは24時間応力測定で得られた日最大応力度を用いて計算を行っている。また補正係数 a_1 は将来供用期待年数を10年とし各橋梁における支間長、日交通量、大型車混入率といった条件を用いて表-2,3から求めた。

図-2 に $a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^7 / \sigma_{20}$ と日大型車交通量の関係を示す。ここで σ_{20} は、L-20荷重を載荷した場合の主桁支間中央下フランジにおける応力度である。 $a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^7$ のばらつきは大きい。推定した供用期間中の最大活荷重応力度 $a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^7 / \sigma_{20}$ の中には、図中に示すように $1.7 (= 1.7 \sigma_{20} / \sigma_{20})$ を超える橋梁も多く存在している。

照査式(1)における左辺 σ_v ($\gamma_1=1$ とした)と右辺 $(a_1 \cdot a_2 \cdot \sigma_{max}^7 + \gamma_1 \cdot \sigma_d)$ を比較したところ1橋(橋梁番号

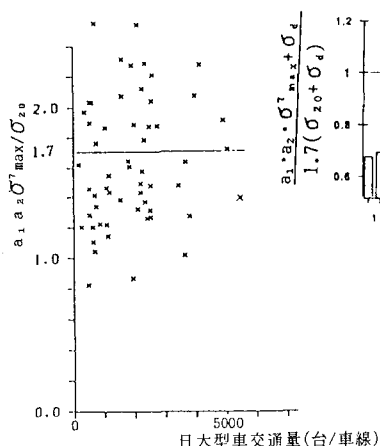


図-2 $a_1 a_2 \sigma_{max}^T / \sigma_{20}$ と
日大型車交通量の関係

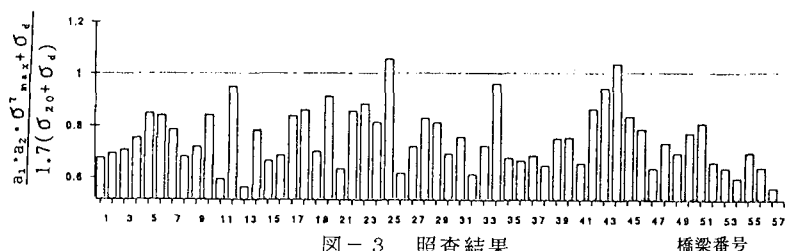


図-3 照査結果

橋梁番号

44;以下A橋と呼ぶ)の橋梁のみ右辺の方がわずかに大きくなった。

次に σ_d よりも若干小さいはずである現行の設計応力度 $1.7*(\sigma_{20} + \sigma_d)$ との比較を行なってみた。図-3に各橋梁における比較結果を示す。これより2橋(以下番号25の橋梁をB橋と呼ぶ)を除いて、推定した応力度は現行の設計応力度と比較して低め

の値となることがわかった。したがって、図-2において $1.7(=1.7\sigma_{20}/\sigma_{20})$ を超えている橋梁については、その超過分は結果として死荷重応力度の余裕 $0.7\sigma_d(=1.7\sigma_d - 1.0\sigma_d)$ により見込まれる形になっていると考えられる。B橋は、支間長22m,斜角55度の単純非合成桁である。A橋は支間長24m 斜角75度の単純合成桁である。これら2橋の特徴は死活荷重比(B橋8本桁平均0.65、A橋4本桁平均0.63、他の橋梁は0.3~0.5程度)および日最大応力度 σ_{max} (B橋最大660kg/cm²、A橋最大780kg/cm²)が大きいことである。

4. まとめ

本文では、実橋の活荷重応力度測定結果を用いて、支間長、交通特性および将来供用期待年数を考慮に入れてプレートガーダー橋の主桁の安全性を照査する方法を提案し、その照査式の適用性について検討を行なった。照査式の適用性については、比較するためのデータも少なく十分な結果は得られていないが、活荷重応力度を求めるための補正係数 a_1 と、長期の日最大応力度の測定結果との比較により、日最大活荷重応力度の傾向および既設橋の安全性に関する基礎データを得ることができた。照査方法を実用化するには、補正係数 a_1 の算定方法や全体安全係数、死荷重係数および抵抗強度の評価について、十分に検討していく必要がある。

参考文献

- 1)橋梁委員会示方書小委員会耐荷力分科会：鋼道路橋(プレートガーダーおよびトラス)供用荷重算定指針(案)、道路 1970-11
- 2)佐伯,宮田,佐藤：既設橋梁の安全性照査に関する一試案,土木技術資料26-12,1984
- 3)建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価, 耐久性向上技術に関する調査研究Ⅲ, 土木研究所資料 第2682号, 昭和63年12月
- 4)AASHTO: Manual for Maintenance Inspection of Bridges,1983 and 1989 Revisions
- 5)梶田：AASHTO・橋梁の維持点検マニュアル(1978)について、橋梁と基礎、1984年 12月
- 6)Ontario Ministry of Transportation and Communications:Ontario Highway Bridge Design Code , Commentary, 1983
- 7)Moses,F.,Verma,D.,: Load Capacity Evaluation of Existing Bridges,National Cooperative Highway Research Program Report 301 ,TRB 1987-12
- 8)Moses,F.,Verma,D.,: Calibration of Bridge Strength Evaluation Code, Journal of Structural Engineering Vol. 115, No.6, June, 1989

- 9) 土木学会関西支部：既存橋梁の耐荷力と耐久性、昭和60年度講習会テキスト、昭和60年7月
- 10) 旧阪堺大橋の健全性に関する調査研究委員会、大阪市土木局・長大橋技術研究会：旧阪堺大橋の調査研究報告書、昭和62年3月
- 11) 大阪市土木局、関西道路研究会道路橋調査研究委員会：旧神崎橋の耐荷力に関する研究報告書、昭和58年3月
- 12) 禮場：鋼道路橋の安全性照査に関する一手法、高田機工技報、No.2 1986-1
- 13) 藤原, 岩崎, 村越：実橋の活荷重応力度測定結果を用いた安全性照査方法の検討, 土木学会 第44回年次学術講演会, 平成元年10月
- 14) 藤原, 村越：活荷重応力度測定結果を用いた既設橋梁の安全性照査方法の検討, 日本道路協会 第18回日本道路会議論文集, 平成元年11月
- 15) 日本鋼構造協会：公共構造物の信頼性評価 - 構造物の信頼性評価技術開発特別委員会報告 -, JSSCレポート No.13、平成元年5月
- 16) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価, 耐久性向上技術に関する調査研究, 土木研究所資料 第2420号, 昭和61年11月
- 17) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価, 耐久性向上技術に関する調査研究Ⅱ, 土木研究所資料 第2615号, 昭和63年2月
- 18) 藤原, 西川, 岩崎, 村越, 鹿嶋：既設橋梁部材の耐荷力実験, 土木研究所資料 第2869号, 平成2年2月
- 19) 藤原, 岩崎, 田中：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料 第2539号, 昭和63年 11月
- 20) 設計荷重(HDL)検討委員会：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究, 阪神高速道路公団, 阪神高速道路管理センター, 昭和61年12月
- 21) 設計荷重(HDL)検討委員会活荷重分科会：第2編活荷重分科会報告(別冊-1)阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析, 阪神高速道路公団, 阪神高速道路管理センター, 昭和59年3月
- 22) Ang, A.H-S., Tang, W.H. (伊藤他訳)：土木・建築のための確率・統計の応用、丸善
- 23) 高田, 藤野：道路橋最大活荷重評価のためのコンピュータシミュレーションの効率化、構造工学論文集 Vol.32A, (社)土木学会, 1986年3月

(1990年 10月12日受付)