

(1) 限界状態設計法による合成桁橋の荷重係数について

近畿大学理工学部 前田 幸雄 近畿大学理工学部 谷平 勉
大阪大学工学部 松井 繁之 高田 機工 (株) 禮場 侍郎
日立造船 (株) 酒井甚一郎 日本橋梁 (株) 池田 秀夫

1. まえがき

構造物の設計法は、許容応力度設計法から荷重作用および抵抗強度の不確実性を考慮した限界状態設計法へと世界的に移行しつつある^{1) 2)}。わが国においても、土木学会を中心に限界状態設計法に関する基礎的検討が加えられ、ガイドラインが示された³⁾。さらに、コンクリートの分野では本年8月に限界状態設計法による規準が公表される予定であり、鋼橋の分野でも将来に向けて新規規準へ移行すべく検討されている。橋梁構造物に限界状態設計法を採用するには、種々の限界状態、荷重強度、抵抗強度、および目標とする安全性レベルの設定が不可欠となる。このためには、荷重強度および抵抗強度に関する十分な統計資料の収集、整理が重要となる。

筆者等は、合成桁に関するこの種の資料の収集、整理を行い、これらに、既往の文献を加えて統計処理を施し、合成桁橋の限界状態設計法の検討を行ってきた^{4) - 8)}。ここでは、主として単純合成桁橋の終局限界状態における抵抗強度モデルおよび実測交通荷重に基づく荷重作用を考慮したうえで、その安全性の検討を行い、得られた安全性指標を基に荷重係数の試算を行った。

2. 研究の目的と経緯

昭和56年、関西道路研究会・道路橋調査研究委員会に、現在の許容応力度に基づく道路橋示方書に代わるべき新しい設計規準の調査研究を目的として、限界状態設計法研究委員会が設けられ、その中に他の専門委員会と共に、合成構造専門委員会が作られた。当委員会では、まず、以前より調査を続けていた諸外国の新しい設計規準を検討すると共に^{9) - 14)}、わが国の荷重強度および抵抗強度に関する資料収集を行い、両者の特性を調べることにした。荷重強度については、大阪市周辺の数橋で、通行車両の重量分布、混入率、走行特性等を実測し、作成した荷重応答のシミュレーションプログラムを用いて活荷重モデルを作成した。一方、抵抗強度については、抵抗強度に影響を及ぼす諸因子について統計データの収集に努力を傾け、抵抗強度モデルを作成した。最終的に、両強度の分布特性を結合して安全性の検討を行い、荷重係数の試算を行った。

なお、成果に一般性を与えるため、建設省制定土木構造物標準設計「活荷重合成プレートガーダー橋」(以下標準設計と呼ぶ)、の支間長 25、30、44m (設計No.1657、1662、1674) を対象橋梁として選んだ。

表-1 既存規準における限界状態

3. 限界状態と安全性照査

一般に、構造物の設計において考慮すべき限界状態は、終局、使用および疲労限界状態等がある。ここでは終局限界状態についてのみ研究対象とした。ちなみに、諸外国の既存設計規準における、合成桁橋の限界状態は表-1に示すとおりである。ところで、今回検討した標準設計の主桁断面は、並列桁であることから転倒等の不安定現象は生じにくいこと、座屈現象は鋼桁一般の問題であり合成断面特有の問題でないこと、鋼断面はいわゆるノンコンパクト断面であること等を考慮して、終局限界

限界状態	BS5400 Part 5	オントリオコード
終 局	・ 構造物の部分ある 全体の釣合の喪失 ・ 崩壊にいたる疲労 劣化 ・ 座 屈	・ 釣合の喪失 ・ 断面の破損 ・ 塑性ヒンジの形成 ・ 座 屈
使 用	・ ひびわれ ・ 鋼とコンクリート の接触面のズレ ・ 振 動	・ たわみ ・ 振 動 ・ ひびわれ ・ コンクリートの はくり

状態は曲げ破壊強度に達したときとした。すなわち、合成断面の終局限界状態は鋼桁の一部が降伏点に到達したとき、または、コンクリートの一部が圧縮応力のあるレベルに到達したときとした。ノンコンパクトな合成断面の終局限界状態における応力モデルを図-1に示す。

限界状態設計法に基づく構造物の照査手法を規準における規定様式で分類すると、つぎの3つに大別される。

レベル I：構造物の抵抗強度および荷重作用に、各限界状態に対応する荷重係数を乗じて抵抗強度が荷重作用を下回らないことを照査する。

レベル II：各限界状態に対して、安全性指標 β が規定された安全性指標 β_r 以上となることを照査する。

レベル III：各限界状態に到達する確率が、規定された確率 P_r 以下となることを照査する。

レベル IIIに基づく照査手法は、抵抗強度および荷重作用の正確な分布形状を知ることが不可欠であり、特にその裾野の部分の正確さが要求される。レベル IIは、それらの正確な分布形状が不明でも、確率分布の2次までの特性値で表現される安全性指標 β を安全性の尺度として用いるため、合理的かつ簡便に安全性が照査できる。

破壊確率は、一般に、分布形を仮定して求めるが、分布形に非常に敏感であることが知られている。図-2は抵抗強度に正規分布、荷重作用に正規、対数正規および2重指数分布を用いたとき、中央安全率と破壊確率 P_r との関係を数値積分で求めた結果と、安全性指標 β の関係を併せて示している。この図からも破壊確率 P_r は分布形に非常に敏感であることがわかる。したがって、現時点における構造物の安全性の尺度としては、安全性指標 β を用いるのが現実的と考える。

4. 抵抗強度

4.1 抵抗強度式

合成桁橋は合成前後で抵抗断面が異なるため、終局抵抗モーメントは単純に求めることはできない。そこで一つの方法として、終局抵抗モーメント M_r を合成前モーメントを除いた合成後の抵抗モーメントと考えると、それは式(1)、(2)の小さい方で求めることができる。

$$M_r = (0.85\sigma_{ck} - \sigma_{D1}) \cdot (I_s + I_c/n + A_s \cdot d_s^2 + A_c/n \cdot d_c^2) / Y_c \dots\dots\dots (1)$$

または、

$$M_r = (\sigma_y - \sigma_{D1}) \cdot (I_s + I_c/n + A_s \cdot d_s^2 + A_c/n \cdot d_c^2) / Y_s \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 σ_{ck} はコンクリートの圧縮強度、 σ_y は鋼材の降伏点強度、 σ_{D1} は合成前死荷重による応力度、 A_c, A_s, I_c, I_s はコンクリート、鋼の断面積および断面2次モーメント、 n は鋼とコンクリートのヤング係数比、 d_c, d_s は合成中心よりコンクリートおよび鋼断面の中立軸までの距離、 Y_c, Y_s は合成中心よりコンクリート上縁および下フランジ下縁までの距離である。

この式より、合成桁橋の終局抵抗モーメントはコンクリートおよび鋼の強度と、構成断面の寸法に依存していることが分かる。そしてこれらは一般に確定値でなく確率変数である。

4.2 断面構成要素の特性

合成桁橋の終局抵抗モーメント式を構成する諸因子の特性値を知るため、こ

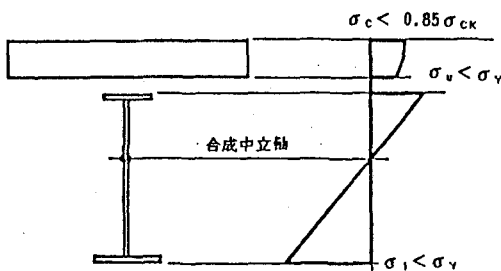


図-1 終局限界状態における応力モデル

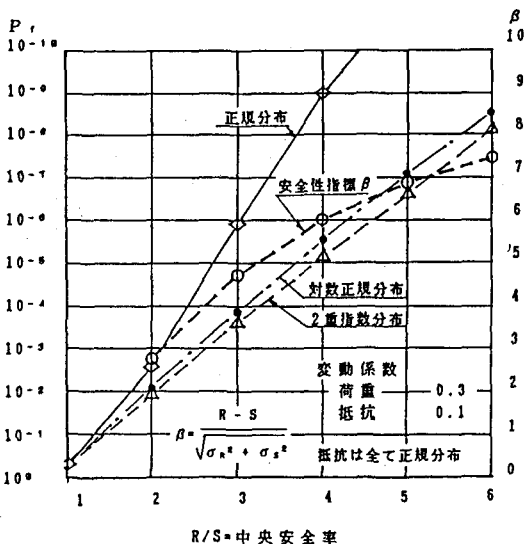


図-2 破壊確率と安全性指標

これらのデータ収集を行った。資料の収集は、表-2に示す項目を設定し、既往の文献の収集に努めたが、鋼桁の製作精度に関しては、橋梁製作会社の協力により独自のデータを収集した。収集したデータは、図-3に例示するように、統計処理を行った(図-3は鋼板の厚さを示す)。

4.3 合成断面の抵抗モーメント 合成断面の終局抵抗モーメントは、使用材料強度および構造寸法のばらつき、製作および施工の不確実性、設計計算の仮定による不確実性等により確率変数となる。式(1),(2)を用い、終局抵抗モーメントの分布を二次モーメント法で計算することにした。収集資料の中から使用したデータを表-3に示す。終局抵抗モーメントに影響を与える諸因子のうち、終局抵抗モーメントの変動に対し何が最も支配的であるかを知るために、諸因子の変動係数を変化させてその変動を調査した。その結果を図-4に示す。この図から、構造寸法の変動係数およびコンクリート強度の変動係数を変化させても終局抵抗モーメントの変動係数の変化は比較的小さく、鋼材強度の変動だけが顕著に影響していることがわかった。これは、構造寸法の変動係数はもともと小さいこと、また、コンクリート強度の変動係数は鋼材のそれに対して大きい、一般の合成断面においては、床版は最小厚規定によって桁断面としてのコンクリート応力に余裕があるため、鋼桁の下フランジの応力が最も早く降伏点応力に到達するためである。すなわち、合成断面の終局抵抗モーメントは通常式(2)となる。したがって、標準設計断面においては鋼桁の下フランジの降伏応力についてのみ検討することにした。

4.4 シミュレーション法 合成断面の抵抗モーメントはシミュレーション法によっても求めることができる。すなわち、構造寸法および材料強度にそれぞれの確率分布を設定し、それに応じて発生させた乱数を用いて計算する。この方法によれば、種々の確率分布を考慮した計算を行うことが可能である。二次モーメント法によると、計算の過程において、数学的な厳密性は欠くために、変動因子の分布形と特性値が既知の場合は、シミュレーション法がより有効な手法であることがわかった。二次モーメント法とシミュレーション法で計算した結果を表

表-2 収集資料項目

項目	細目
材 料	鋼 材 鋼 板 ヤング係数、ポアッソン比、降伏点強度 引張強度、板厚、強度と板厚との相関
	鉄 筋 ヤング係数、降伏点強度、引張強度 断面積
製作・施工	コンクリート 圧縮強度、引張強度、弾性係数、
	鋼 材 鋼 板 フランジ幅、腹板高、主桁間隔 支間長 コンクリート 床版厚、ハンチ高、鉄筋間隔 かぶり寸法

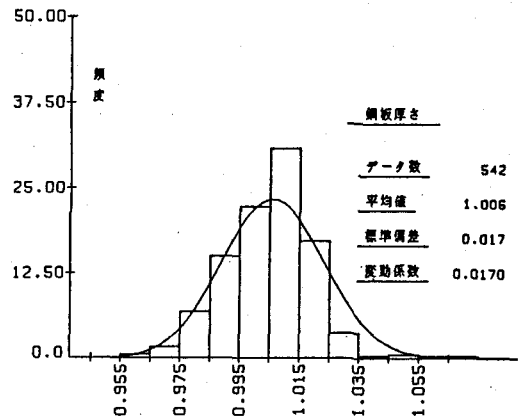


図-3 収集データの一例

表-3 抵抗値の構成要素の特性値

	平均値 $\mu =$ 設計値	$\delta =$ 変動係数 (%)
床版厚	1.01	3.0
床版幅	1.00	0.0
ハンチ高	0.98	8.0
σ_{cx}	1.20	20.0
E_c	1.06	10.0
鋼板厚	1.01	2.0
鋼板幅	1.00	0.1
σ_r	1.16	7.5
E_s	1.00	5.0

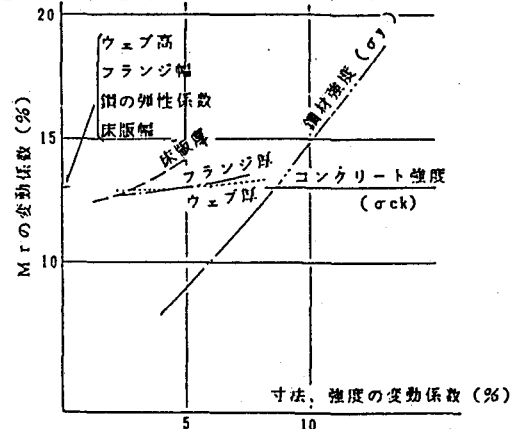


図-4 M_r の変動係数の変化

－4に比較して示す。なお、各データは収集した範囲では、ほぼ正規分布するものと見なせたので、使用したデータは全て正規分布として計算した。

5. 荷重作用

橋梁構造物の安全性を評価するためには、荷重に関するデータが必要である。

死荷重に関しては主として既往の文献によったが、その変動の影響は比較的小さい。一方、活荷重作用は、近年自動車荷重の増大によりかなり大きいと言われている。したが

って、この荷重特性を明確にすることが特に重要となってきた。最近、車両軸重に関する統計データが蓄積され、かなりのデータが集められつつあるが^{(15) - (17)}、応答特性はその構造特性に大きく依存するため、車両重量の実測値をそのまま応答特性の評価に適用するには限界がある。すなわち、支間長と自動車の連行特性、および、車線数と並走特性等を考慮する必要がある。これらを忠実に再現するためには、実測データを基にした交通流を計算機によりシミュレーションする方法が妥当であると考えられる。これまで、車両重量を集中荷重として置換し、単一の梁上を走行する移動連行荷重としてシミュレーションする試みが見られるが、この方法では断面力が過大に評価され、現実的ではないと思われる。そこで、車両重量を車種ごとに設定した軸重に置き換え、実際の自動車荷重列を再現させ、構造特性も考慮に入れた断面力を求めるプログラムを作成した。シミュレーションには実測による車両諸元および荷重特性を用いたが、それらを表－5に示す。

作成した活荷重応答のシミュレーションプログラムの詳述は文献7)に譲るが、標準設計（支間長 25、30、44m）の支間中央断面に着目してシミュレーションを行ない、それらの結果を極値Ⅰ型分布にあてはめた分布関数の結果を表－6に示す。この結果を荷重モデルとし以下の計算に用いた。なお、これと現行規準と比較して考察を加えたのが表－7である。得られた分布関数から50年期待値に対する断面力を求め、表－7のXmaxの欄に示す。計算は2車線共渋滞の場合と自由走行－渋滞の場合とした。表－7中のXmaxを渋滞－渋滞時・自由走行－渋滞時について比較すると、断面力は自由走行－渋滞時の方が大きくでている。これは衝撃係数が自由走行時にのみ考慮されていることと、自由走行－渋滞時のケースでは両車線の最大軸重が並ぶためである。この結果を現行設計荷重による活荷重断面力と比較すれば、渋滞－渋滞時では小さく、自由走行－渋滞時ではほぼ一致した結果となった。

なお、渋滞時の車間距離は文献15)によって8.05 mとした。つぎに、道路橋設計活荷重（L-20）と対応させるために、道路橋示方書の線荷重（5.0t

表－4 二次モーメント法とシミュレーション法の比較

	$\mu(t-m)$	$\sigma(t-m)$	$\delta(\%)$
二次モーメント法	864.3	110.6	12.8
シミュレーション法	864.3	100.3	11.6

表－5 自動車荷重の特性値

No.	車種	分布形	平均重量	標準偏差	走行車線	通過車線	軸重	軸重比
1	乗用車	対数正規	1.37	0.34	0.483	0.483	2.50	0.5 0.5
2	小型トラック2軸	対数正規	3.00	0.88	0.073	0.054	2.75	0.412 0.588
3	中型トラック2軸	対数正規	4.99	3.23	0.073	0.054	4.00	0.355 0.645
4	大型2軸	空 正規	8.41	3.02	0.077	0.079	4.25	0.535 0.465
5	"	積対数正規	13.09	3.80	0.084	0.080	4.25	0.355 0.645
6	大型3軸(A)	空 正規	14.42	2.98	0.082	0.091	5.50 1.30	0.480 0.270 0.270
7	"	積対数正規	25.20	8.59	0.062	0.081	3.25 1.30	0.280 0.370 0.370
8	大型3軸(B)	空 正規	12.61	3.22	0.011	0.015	1.75 5.50	0.348 0.348 0.304
9	"	積対数正規	17.57	4.19	0.011	0.015	1.75 3.75	0.282 0.282 0.478
10	1レーン4軸	空 正規	13.87	3.29	0.018	0.008	3.25 5.75 1.25	0.339 0.339 0.181 0.181
11	"	積対数正規	26.81	8.98	0.018	0.008	3.25 5.75 1.25	0.184 0.289 0.283 0.263
12	1レーン5軸	空 正規	19.47	3.48	0.014	0.008	3.00 1.30 8.00 1.25	0.328 0.181 0.181 0.156 0.156
13	"	積対数正規	43.89	12.66	0.014	0.008	3.00 1.30 8.00 1.25	0.171 0.171 0.171 0.2345 0.2345

表－6 確率分布関数（50年期待値）

支間長	渋滞－渋滞	自由走行－渋滞
25m 外桁	F=0.0909*(M-137.8)	F=0.0893*(M-176.1)
内桁	F=0.1105*(M-101.5)	F=0.1333*(M-156.1)
30m 外桁	F=0.0526*(M-169.8)	F=0.0541*(M-218.1)
内桁	F=0.0870*(M-122.8)	F=0.0741*(M-186.1)
44m 外桁	F=0.0256*(M-269.1)	F=0.0217*(M-322.6)
内桁	F=0.0385*(M-197.6)	F=0.0364*(M-280.6)

表－7 50年期待値にたいする等分布活荷重の推定

支間長	線荷重	影響係数	渋滞－渋滞					自由走行－渋滞					標準設計の断面力 (t-m)
			Hp	Xmax	Xmax-Hp	V	比	Hp	Xmax	Xmax-Hp	V	比	
25m 外桁	5.01/4	2.003	62.6	144.0	81.4	0.520	1.0	78.3	182.8	103.3	0.680	1.0	180.6
内桁		1.899	59.3	106.7	47.4	0.319	1.0	75.6	160.4	85.3	0.575	1.0	130.9
30m 外桁		2.021	75.8	180.8	104.8	0.461	0.888	94.8	226.8	132.0	0.681	0.880	214.2
内桁		1.899	71.2	129.2	58.0	0.271	0.850	89.0	193.9	104.9	0.491	0.854	178.1
44m 外桁		2.081	113.4	291.6	178.2	0.357	0.687	137.8	349.2	211.4	0.424	0.642	387.4
内桁		1.860	102.3	212.8	110.3	0.245	0.768	124.1	298.5	172.4	0.383	0.666	320.5

/m)を X_{max} から差し引いた $X_{max}-M_p$ の値を用いて換算等分布荷重を求め、表-7の $W(t/m^2)$ 欄に示す。換算等分布荷重は、いずれも道示の $350kg/m^2$ を超えており、特に支間長が短い場合にはかなり厳しい荷重が作用していると言える。換算等分布荷重が $350kg/m^2$ に一致するのは、支間長44m以上の橋梁と考えられる。なお、等分布荷重は支間長に対して指数関数的に変化していた。

6. 安全性指標による安全性レベル

既存橋梁の安全性レベルを調査するため、現行の設計規準によって設計された既存橋梁の代表として、前述の標準設計の主桁支間中央断面を選び、安全性指標 β の算定を試みた。ただし、標準設計の断面は、許容応力に対して余裕のある設計となっているため、表-8に示すように、許容応力に対して $0\sim 50kg/cm^2$ の余裕となるように、断面を修正している。

安全性指標 β の破壊規準式は、式(3)を用いて、シミュレーション法により求めた。

$$Z = \sigma_y - (\sigma_{D1} + \sigma_{D2} + \sigma_{CR} + \sigma_{SH} + \sigma_{L+1}) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 σ_y は鋼材の降伏点強度、 σ_{D1} 、 σ_{D2} はそれぞれ合成前後の死荷重による応力度、 σ_{CR} 、 σ_{SH} はコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による応力度、 σ_{L+1} は衝撃を含む活荷重応力度である。

安全性指標 β は、 Z の分布から $\beta=1/\delta_z$ (δ_z は Z の変動係数)として求める。荷重のうち、死荷重クリープ係数は表-9に示す統計量を採用し、活荷重作用は、5章で得られた50年間の期待値を用いた。また、抵抗には4章で用いた表-3に示す統計量を用いた。 Z の分布の一例を図-5に、求めた β の値を表-10に示す。

健全な橋梁の終局限界状態における β は $3.0\sim 5.0$ と言われている。オンタリオコード²⁾では β の目標値として3.5を採用している。ここに得られた β 値は6.5程度と高い値を示している。そこで、4章で検討した終局抵抗モーメントの諸因数のうち最も影響の大きい鋼材の降伏点強度について、検討することにした。文献18)による米国の実験結果 $\delta=0.12$ を用いて計算すると $\beta=3.8$ を得た。ここでは米国の荷重作用の変動を考慮していないため、絶対的な評価はできないが、やはり、鋼材のばらつきが安全性に及ぼす影響が最も大きいと言える。

7. 荷重係数の試算

現時点ではまだまだ資料不足であるため、上記で得た安全性指標 β を基準として、荷重係数の試算をした。荷重係数の算定手法として、(1)荷重作用の載荷確率によって係数を求める方法¹⁹⁾、(2)荷重作用、抵抗強度の不確実性に対し、一定の安全性レベルを確保するように係数を求める方法がある²⁰⁾⁻²³⁾。ここでは、後者の考え方、すなわち、先に求められた β を満足する荷重係数を求めることとした。

合成桁橋の終局限界状態における照査式として式(4)を用いた。

表-8 標準設計の断面と修正断面

支間長	桁	項 目	標準設計	修正断面
25.0	外	上フランジ	270x13	250x12
		腹 板	1400x 9	1400x 9
	中	下フランジ	430x22	410x22
		上フランジ	260x13	240x12
	内	腹 板	1400x 9	1400x 9
		下フランジ	460x19	420x19
30.0	外	上フランジ	300x16	290x14
		腹 板	1600x 9	1600x 9
	中	下フランジ	530x22	510x22
		上フランジ	280x16	300x13
	内	腹 板	1600x 9	1600x 9
		下フランジ	500x22	460x22
44.0	外	上フランジ	410x19	390x19
		腹 板	2150x11	2150x11
	中	下フランジ	660x28	640x28
		上フランジ	360x19	380x16
	内	腹 板	2150x11	2150x11
		下フランジ	650x25	630x25

表-9 死荷重の特性値

	平均値 $\mu =$ 設計値	$\delta =$ 変動係数 (%)
合成前死荷重	1.0	10
合成後死荷重	1.2	25
クリープ係数	1.0	25

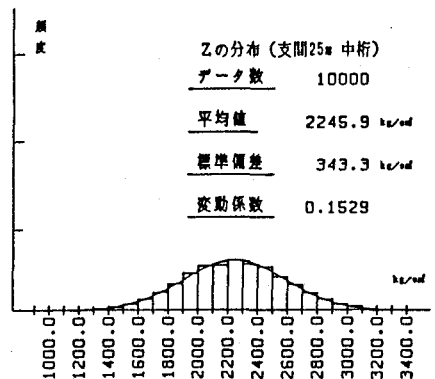


図-5 シミュレーション結果の一例

$$\phi \sigma_y^* \geq \gamma_0 \{ \gamma_{D1} \sigma_{D1}^* + \gamma_{D2} (\sigma_{D2}^* + \sigma_{CR}^* + \sigma_{SH}^*) + \gamma_L \sigma_{L+I}^* \} \cdots (4)$$

ここに、* は規準に規定する公称強度、公称荷重による応力度を示す。また、 ϕ は性能係数、 γ_0 は構造物の重要度、解析上の不確定要因を考慮した全体安全係数、 γ_{D1} は合成前の死荷重係数、 γ_{D2} は合成後の死荷重係数、および、 γ_L は活荷重係数を示す。

標準設計と同じ β を確保するためには式 (4) の両辺が等しくなるように荷重係数を決定すればよい。ここでは、抵抗強度に統計量の 1σ 、荷重作用には 2σ を基準として、 $\phi=0.9$ 、 $\gamma_0=1.0$ 、 $\gamma_{D1}=1.2$ 、および $\gamma_{D2}=1.5$ と固定し、 γ_L を求めることにした。結果を表-10に示す。これらから現行規準とのキャリブレーションによる活荷重係数は支間長によって若干変動があるが、44 mの最大値の2.30程度が妥当と考える。

表-10 安全性指数、活荷重係数

支間長	桁	安全性指標 β	活荷重係数 γ_L
25.0	外	6.40	2.041
	中	6.54	2.121
30.0	外	6.44	2.054
	中	6.55	2.150
44.0	外	6.31	2.208
	中	6.58	2.306

あとがき

本研究ではつぎのような成果を得た。

- (1) 合成桁の終局抵抗モーメントに関して影響を及ぼす諸因子についてデータを収集し統計的に処理した。そして、鋼材強度が最も影響が大きいことを示した。さらに、シミュレーション法を用いることによって、従来の二次モーメント法より簡易に、しかもより正確に求められることを示した。
- (2) シミュレーション法により、荷重作用を求めた。
- (3) 現行規準によって設計される代表的な橋梁として、建設省制定土木構造物標準設計「活荷重合成プレートガーダー橋」を用い、安全性レベルを β で示した。
- (4) 抵抗強度と活荷重作用のシミュレーションの結果に基づいて、合成桁橋の終局限界状態における設計照査式と荷重係数を提案した。

なお今後は、データの不足を補い設計荷重モデルを設定し、目標とする安全性指標を検討すると共に、対象橋梁として、幅員、形式等を、また、他の限界状態に関しても幅広く調査していきたいと考えている。

最後に、関西道路研究会・道路橋調査研究委員会の合成構造専門委員会の委員各位および、特に本論文の作成に際し、終始熱心に討議を頂いた大阪市土木局橋梁課・亀井、村松両氏、佛酒井鉄工所・石崎氏に謝意を表する。

< 参考文献 >

- 1) BSI: BS5400.
- 2) カナダ・オンタリオ州: オンタリオ州道路設計規準, 1983.
- 3) 構造工学委員会構造物安全性小委員会: 安全性照査のための構造設計基準, 土木学会誌, 1980.9.
- 4) 酒井・前田・松井・石崎: 合成桁の安全性指標と破壊確率について, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-156, 1985.
- 5) 池田・前田・谷平・村松: 合成断面における構成要素の変動と抵抗モーメント, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-490, 1985.
- 6) 神原・前田・松井・杉本: 道路橋の自動車荷重に関する研究, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-156, 1985.
- 7) 酒井・前田・松井・石崎: シミュレーションによる橋梁の設計活荷重に関する研究, 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, 1986.
- 8) 池田・前田・谷平・酒場: 合成桁橋の安全性指標におよぶ諸要因について, 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, 1986.
- 9) 前田: 西ドイツ・鋼合成ゲタ設計施工指針 (案) について, 橋梁と基礎, 1976.7.
- 10) 前田: 英国における BS 5400 合成橋梁の新しい設計基準 (案) について, 橋梁と基礎, 1978.11-12.
- 11) 前田: 最近のアメリカにおける合成桁橋設計法の動向について, 橋梁と基礎, 1980.9.
- 12) 前田・栗田・香元・石崎・石川: DIN 18806 第1編合成桁の設計規準 (草案) と設計施工例, 橋梁と基礎, 1983.6.
- 13) 前田・亀井: イギリスの統一橋梁規準 BS 5400 Pat 10 疲労の指針, 橋梁と基礎, 1982.9.
- 14) 前田・西郷・松井・石崎・亀井他: カナダ・オンタリオ州道路設計規準について, 橋梁と基礎, 1985.9.
- 15) 阪神高速道路公団: 阪神高速道路における活荷重の実態調査と荷重評価のための解析, 第2編 活荷重 分科会報告 (別冊1), 1984.3.
- 16) 旧阪堺大橋の健全性調査研究委員会: 自動車荷重測定結果, (内部資料).
- 17) (社) 自動車技術協会: 自動車諸元表.
- 18) 長大橋技術研究会: 荷重抵抗係数設計法, 1980.10.
- 19) たとえば、伊勢田他: 確率論的解釈に基づく荷重係数のキャリブレーション, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-133, 1985.
- 20) A.M.Freudenthal 他: Reliability Approach in Structural Engineering, Maruzen, 1975.
- 21) A.H-Ang, C.A.Cornell: Reliability Basis of Structural Safety and Design, ASCE ST 9, 1974.
- 22) A.H-Ang: Structural Reliability and Probability-Based Design, Series of Special Lectures, Department of Civil Engineering, Osaka University, 1976.5.
- 23) 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, 1983.3.