

活荷重シミュレーションによる鋼橋および RC 橋の信頼性指標を用いた 曲げ強度評価についての基礎的研究

Fundamental Study on Bending Strength Characteristics of Steel and Reinforced Concrete Girder Bridges
through Reliability Theory and Live Load Simulation

山口 隆司* 北田 俊行** 小原 菜美子***

Takashi YAMAGUCHI, Toshiyuki KITADA and Namiko KOHARA

*博士 (工学), 大阪市立大学大学院助教授, 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**工博, 大阪市立大学大学院教授, 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

***大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻前期博士課程 1 年 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

In recent years, many composite and mixed structures consisting of different material members have been designed and constructed because of their structural rationality and economical aspect all over the world. In case of the design of such structures, it is important to make the failure probability of each member of them equal as much as possible. In this study, the safeties of typical steel plate girder bridges and RC girder bridges are evaluated by using the reliability theory. The load effect in calculating the probabilities of exceeding the serviceability and ultimate limits due to the live load is determined by the simulation using the actual vehicle distribution data. And the probability characteristics of the largest bending moment that occurred in an arbitrary cross section of the model bridges are evaluated. The resistance is determined based on the experimental results for steel and RC beam specimens. Finally, the failure probabilities of the steel bridge and the RC bridge are discussed considering the obtained reliability indexes.

キーワード: 破壊確率, 信頼性指標, 混合構造物, 曲げ強度

Key Words: Failure Probability, Reliability Index, Mixed Structures, Bending Strength

1. まえがき

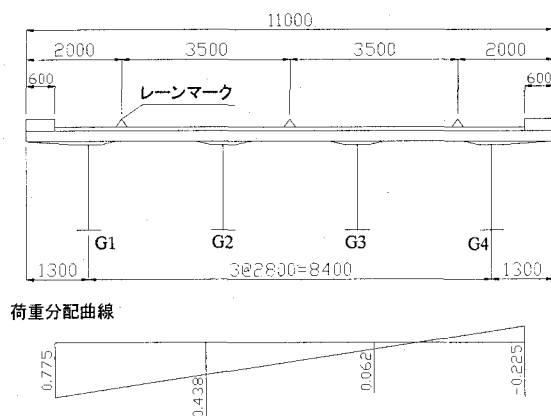
近年, 種々の制約条件のもとで合理的かつ経済的な橋梁を建設するという観点から, 鋼橋, RC 橋あるいは PC 橋といった単一材料・単一部材からなる橋梁ではなく, それぞれの材料特性を活かし, 鋼部材, RC 部材および PC 部材を組み合わせた混合構造橋梁¹⁾が注目されている。これは, 単一の部材からでは得ることの難しい, 構造物にとっての望ましい力学特性を, 異なる力学特性を有する部材を組み合わせることで容易に作り出すことが可能であることに由来している。

このような混合構造の設計では, 異種部材の接合部は壊れないものとし, それぞれの部材については, それぞれの部材の設計基準に従って設計されるのが一般的である。例えば, 鋼部材と RC 部材とからなる混合構造の設計では, 鋼部材に対しては道路橋示方書鋼橋編²⁾が, RC 部材に対しては道路橋示方書コンクリート橋編³⁾やコンクリート標準示方書⁴⁾⁵⁾などが適用される。これらの設計基準では, 単一の部材で構成された構造物に対しての過去の様々な知見を踏まえ, 独立に安全率等が定められており, これらの設計基準に従うことで, それぞれの部

材の安全性は確保される。しかしながら, 鋼部材と RC 部材とのどちらが先に破壊するのかといった異種部材から成る構造物としての破壊を統一的に議論することはできない。言い換えれば, 混合構造物の破壊確率 P_f を考慮して, 構成部材の最適な安全係数 γ が定められているというわけではないと言える。

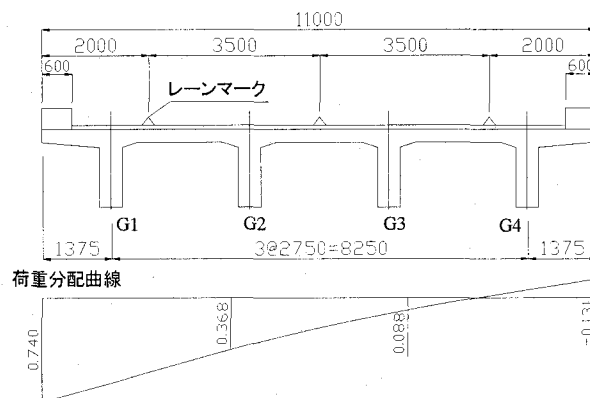
したがって, より合理的な混合構造物を設計するためには, 統一的な基準の下で構造物の挙動を議論できるよう異種構成部材の安全率等を見直した設計手法の確立が望まれる。すなわち, 終局限界状態や使用限界状態などの設計に必要な各種の限界状態を設定し, それぞれの限界状態に対する構造物の安全性(信頼性)を照査する限界状態設計法を利用し, 構成部材それぞれの安全率を過去の実績データを用いて評価したり, キャリブレーションする必要がある。既に EU やアメリカなどに代表される諸外国では, 荷重効果 S および抵抗力 R を確率変数とみなし, 破壊関数 $Z=R-S$ を用いて, その破壊確率 P_f を目標限度以下にすることで安全性を評価する確率論的手法が用いられている。ただし, 安全性の尺度として, 厳密な破壊確率 P_f を直接計算するのは困難であることから,

断面図



(a) 非合成鋼 I 桁橋

断面図



(b) RC-T 桁橋（コンクリート橋）

図-1 対象モデル橋の断面図と荷重分配曲線（寸法単位：mm）

その簡便な物差しとして平均値や標準偏差など少ない確率パラメータから決まる指標としての破壊確率 (notional failure probability) や信頼性指標 β (reliability index) が一般的に使われている。

そこで、本研究では、混合構造の合理的な設計法の確立に必要な基礎的資料の収集を目的として、まず、現行設計法で試設計されたプレートガーター橋モデルと RC 橋モデルの曲げ破壊に対する安全性を、指標としての破壊確率および信頼性指標を用いて比較・検討している。以下、指標としての破壊確率および信頼性指標のことをまとめて信頼性の指標と略称する。

信頼性の指標算出にあたっては、死荷重は設計値と使用材料の統計データとから算出し、活荷重は旧建設省の実測データ⁹⁾をもとに活荷重シミュレーションを行い、算出した。また抵抗力 R については、鋼部材および RC 部材の単調曲げ載荷実験結果をもとに対象橋梁の抵抗曲げモーメントを求めた。

2. 対象モデル橋（鋼橋・コンクリート橋）

本研究では、基礎的研究という位置づけから最も単純な形式である単純非合成鋼 I 桁橋（支間長 29m）と単純 RC-T 桁橋（支間長 15m）を対象モデル橋とした。両モデル橋とも、車線は幅員 3.5m の 2 車線（幅員 11m）とし、主桁本数が同じになるように設計されている。両モデル橋の断面図（代表断面）を図-1 に示す。本研究では、4 本の主桁のうち死荷重・活荷重に対して最も不利な外桁（G1 および G4）に着目した。なお、図-1 には各モデル橋断面と外桁に対する荷重分配曲線も併せて示す。これらの曲線は、非合成鋼 I 桁橋については横桁の剛性を無限大として、RC-T 桁橋ではギヨンマソネの直交異方性板理論⁷⁾に基づいて、それぞれ算出した。

3. 荷重効果

本研究では、荷重効果として死荷重と活荷重とを考慮することとした。着目した断面力は、支間中央における曲げモーメントであり、その確率分布を求める。ただし、死荷重、活荷重ともに正規分布に従うものと仮定する。

3.1 死荷重および死荷重曲げモーメント

死荷重として考慮したものは、桁重量、床版重量、およびアスファルト舗装重量である。不確定要因としては、主に支配的と考えられる、①製作、施工上における形状寸法のばらつき、②単位体積重量のばらつきの 2 項目を考慮する。なお、死荷重分布の決定にあたっては、形状寸法、単位重量ともに正規分布に従うものと仮定し、算出している。

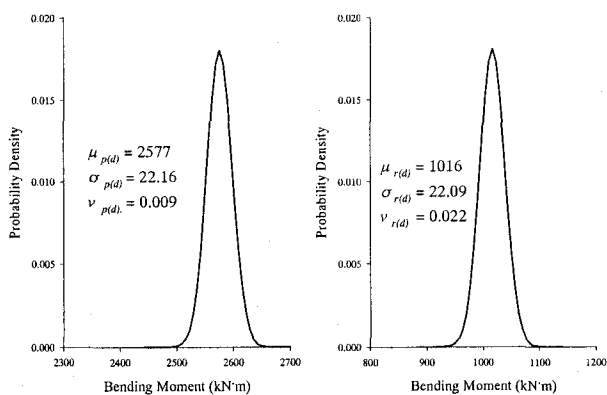
非合成鋼 I 桁橋については、既に得られている鋼材と RC 床版の単位重量に関する統計データ^{8)・9)}から判断し、形状寸法のばらつきに比べて単位重量のばらつきは小さいことから、死荷重の算定にあたっては、形状寸法のばらつきのみを考慮することとした。RC-T 桁橋については、全体重量に占める鉄筋重量の割合が極めて小さいために (0.76%)、コンクリートの単位重量のばらつきのみを考慮した。ただし、RC 桁橋の形状寸法に関する統計データが入手できなかったため、RC 桁橋の死荷重算定時には、形状寸法のばらつきは考慮していない。

表-1 には使用した各材料の統計データを、図-2 には算出した死荷重曲げモーメントの確率密度関数を示す。表-1 中の無次元化平均値とは、各データを公称値で除し、無次元化した値の平均値を示す。以後、図中において、添字 p は非合成鋼 I 桁橋を、 r は RC-T 桁橋を、 (d) は死荷重を、 (l) は活荷重を、 $(d+l)$ は死荷重+活荷重をそれぞれ示し、 μ は平均値、 σ は標準偏差、 v は変動係数を示している。

変動係数から判断して、RC-T 桁橋の死荷重曲げモーメントの方が非合成鋼 I 桁橋のそれよりもばらつきが大きいことがわかる。これは、主としてコンクリートの単位重量のばらつきによるものと思われる。

表-1 死荷重に支配的な不確定要因の統計データ⁸⁾⁻⁹⁾

対象構成要素	主な不確定要因	無次元化 平均値	変動係数
鋼材	寸法(厚さ)	0.994	0.0159
RC床版		1.050	0.0120
アスファルト舗装		1.030	0.0050
全体		1.042	0.0086
コンクリート	単位体積重量	0.960	0.0217



(a) 非合成鋼 I 桁橋 (b) RC-T 桁橋
図-2 死荷重曲げモーメントの確率密度関数

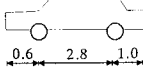
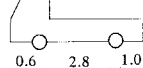
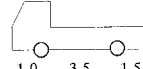
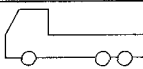
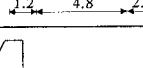
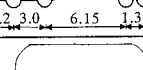
3.2 活荷重および活荷重曲げモーメント

活荷重による荷重効果については、活荷重実態調査結果⁹⁾に基づき作成された活荷重確率モデルを用いて、対象モデル橋梁に生じる最大曲げモーメントの確率分布特性をモンテカルロ・シミュレーション手法により評価した。なお、対象モデル橋の供用期間中に発生する活荷重最大曲げモーメントの頻度分布は、活荷重シミュレーション解析プログラム Main13¹⁰⁾を用いて求めた。

活荷重シミュレーションでは、実測データで得られた車種、車輛重量、軸重量、および車間距離などを確率変数とし、乱数を用いて活荷重列を発生させる。そして、発生された自動車荷重列を用いて、支間中央における曲げモーメントの影響線をもとに最大曲げモーメントを算出する。これを複数回繰り返して、最大曲げモーメントの頻度分布および確率分布を得る。活荷重による衝撃の影響は、道路橋示方書¹¹⁾での扱いと同様に衝撃係数を用いて活荷重を割り増すことで考慮している。

供用期間は 50 年に設定し、最大曲げモーメントの確率分布特性を十分な精度で得るために、シミュレーションは 100 回実施した。自動車荷重列は、文献 6) で示されている一般国道を代表する荷重列モデルを採用した(表-2)。本モデルは、実測データをもとに旧建設省によってモデル化されたものである。表中の W および W_n は、それぞれ車輛重量および軸重量(ここに、 n は軸番号を示し、前軸から順に $n=1\sim3$ である)を表している。

表-2 一般国道を代表する活荷重モデル⁶⁾

車種	車重特性値 (tf)			活荷重モデル (m)	軸重量比 W_n (tf)			混入率 (%)
	平均値 標準偏差	最大値 最小値	分布形 【注】		W_1	W_2	W_3	
乗用車	1.30 (0.4)	2.0 0.8	LN		0.501W +0.03	0.499W -0.03	—	55.1
小型トラック	3.60 (1.4)	8.0 1.0	LN		0.231W +0.76	0.769W -0.76	—	12.4
中型トラック	6.20 (2.5)	15.0 2.0	LN		0.182W +1.36	0.818W -1.36	—	13.1
大型トラック	17.00 (6.3)	40.0 5.0	LN		0.109W +3.22	0.891W -3.22	—	10.3
大型ダンプ	20.00 (9.8)	50.0 5.0	LN		0.081W +3.60	0.919W -3.60	—	3.0
タンクローリー	16.00 (7.0)	40.0 5.0	LN		0.107W +3.01	0.893W -3.01	—	1.7
セミトレーラ	30.00 (12.0)	70.0 7.0	LN		0.024W +4.19	0.360W +0.70	0.616W -4.86	3.1
大型バス	13.80 (2.4)	25.0 5.0	LN		0.379W -0.464	0.624W +0.464	—	1.0

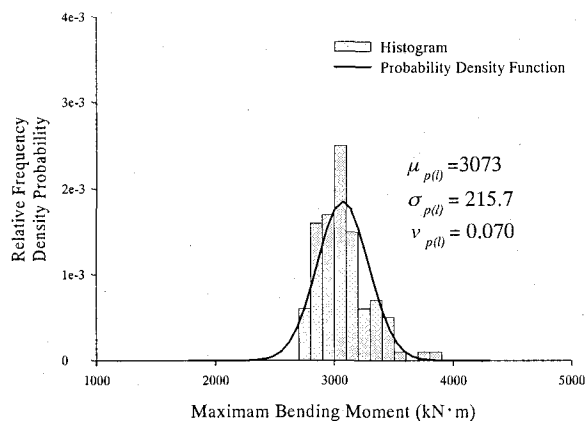
【注】 LN : 対数正規分布

活荷重シミュレーションにあたっては、自動車荷重列の走行モード（通常走行/渋滞走行）も大きく影響する。特に、渋滞時の走行モードが着目断面に大きな影響を与えと考えられることから、走行モードは、図-1に示す荷重分配曲線から着目主桁に大きく影響を与えられる車線に突発渋滞を発生させ、その反対車線には通常走行を発生させた。走行モードの分類および内訳を、表-3に示す。

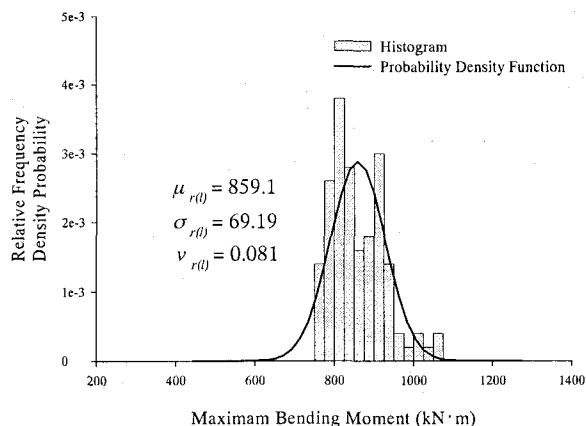
表-3 走行モードの分類および内訳

走行モード	突発渋滞	通常走行
走行状態	夜間に行われる補修作業や事故などによって生じる渋滞。大型車の混入率が高い。	通常時(6:00~7:00, 12:00~14:00, 15:00~24:00)の自然走行状態
大型車混入率	60%	20%
発生頻度	50回/年	12時間/日
車間距離	一定(2.71m)	ランダム

これらの結果をもとに求めた活荷重による最大曲げモーメントの相対頻度分布と正規分布を仮定した確率密度関数を図-3に示す。



(a) 非合成鋼 I 桁橋



(b) RC-T 桁橋

図-3 活荷重による最大曲げモーメントの相対頻度分布とその確率密度関数

両モデル橋とも、ほぼ同じ変動係数が得られた。ただし、RC-T 桁橋の方が、若干変動係数が大きく、これは同じ荷重列に対して算出された曲げモーメントの値が小さいためと思われる。

3.3 死荷重と活荷重による曲げモーメント

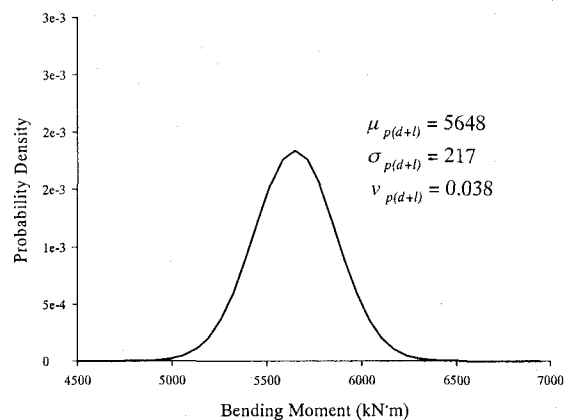
3.1, 3.2 の結果から、各対象モデル橋に対する荷重効果(死荷重曲げモーメントと活荷重曲げモーメントの和)の確率密度関数分布形を求める。死荷重および活荷重ともに正規分布と仮定していることから、その両者を加えた分布形も正規分布 $N(\mu_{(d+l)}, \sigma_{(d+l)})$ となる。この時、荷重効果の平均値 $\mu_{(d+l)}$ および標準偏差 $\sigma_{(d+l)}$ は、それぞれ式(1)および(2)より求められる。

$$\mu_{(d+l)} = \mu_{(d)} + \mu_{(l)} \quad (1)$$

$$\sigma_{(d+l)} = \sqrt{\sigma_{(d)}^2 + \sigma_{(l)}^2} \quad (2)$$

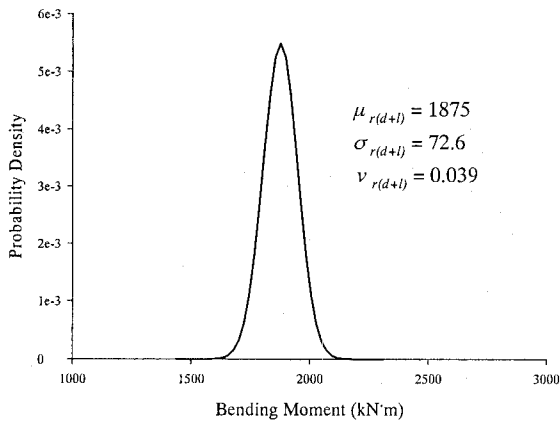
ここで、添字の $(d+l)$, (d) , および (l) は、死荷重と活荷重とを合わせたもの、死荷重、および活荷重をそれぞれ示している。

得られた両モデル橋の荷重効果の確率密度関数(支間中央での最大曲げモーメント)を図-4に、荷重効果の分布特性とその内訳を表-4に示す。ここで、④の設計活荷重とは、道路橋示方書¹¹⁾により定められている設計活荷重による値である。非合成鋼 I 桁橋の死荷重と活荷重による荷重効果に占める活荷重の割合は 0.54 となり、RC-T 桁橋のそれは 0.46 となっている。これより、両モデル橋とも、活荷重の荷重効果に与える影響は小さくないことがわかる。ただし、両モデル橋を比較した場合、非合成鋼 I 桁橋のほうが RC-T 桁橋に比べて活荷重の効果が大きく、RC-T 桁橋の方が非合成鋼 I 桁橋よりも死荷重の効果が大きくなっている。両者の荷重効果の変動係数については、死荷重と活荷重との荷重効果全体に占める割合やそれぞれの分布特性に違いはあるものの、両モデルともほぼ同じ値を示しており、結果的に対象橋梁のような短スパンの典型的な非合成鋼 I 桁橋と RC-T 桁橋においては、その分布特性はほぼ同様であると言える。



(a) 非合成鋼 I 桁橋

図-4 荷重効果(支間中央の最大曲げモーメント)の確率密度関数



(b) RC-T 桁橋

図-4 荷重効果（支間中央の最大曲げモーメント）の確率密度関数（続き）

表-4 荷重効果の分布特性と内訳

橋形式	非合成鋼1桁橋			RC-T桁橋		
	平均値 (kN·m)	標準偏差 (kN·m)	変動係数	平均値 (kN·m)	標準偏差 (kN·m)	変動係数
①死荷重	2576	22.2	0.009	1016	22.1	0.022
②活荷重	3073	216	0.070	859	69.2	0.081
③荷重効果	5648	217	0.038	1875	72.6	0.039
④設計活荷重 (③=①+②)	3302			1231		

4. 抵抗値の算出

抵抗値の分布特性を調べるために、鋼桁および RC 桁の縮小モデル供試体を用いた載荷実験を行い、それぞれの部材の限界状態に対する曲げモーメントの分布特性を調べた。本研究で対象とする限界状態を、表-5 に示す。

表-5 対象とする限界状態

鋼桁		
終局限界	降伏限界	許容応力限界
終局曲げモーメント M_{su}	降伏曲げモーメント M_{sy}	許容曲げモーメント M_{sa}
最大曲げモーメント到達時	鋼材の最外縁が降伏点に到達時	鋼材の最外縁が許容応力度に到達時
RC桁		
終局限界	降伏限界	許容応力限界
終局曲げモーメント M_{cu}	降伏曲げモーメント M_{csy}	許容曲げモーメント M_{csa}
最大曲げモーメント到達時	引張鉄筋が降伏点に到達時	引張鉄筋が許容応力度に到達時

（本研究では、終局限界は対象とせず）

限界状態の定義について、本研究は基礎的研究との位置づけから、道路橋示方書^{2),3)}を参考に鋼桁の降伏限界状態として、フランジ最外縁の降伏点到達と定義し、使用限界状態の一つである許容応力限界状態としてはフランジ最外縁の許容応力度到達と定義した。そして、鋼桁の各限界状態に対応するように RC 桁のそれを定義した。つまり、RC 桁の降伏限界状態は、引張鉄筋の降伏点到達と定義した。また、許容応力限界状態としては、引張鉄筋の許容応力度到達時の曲げモーメントがコンクリートのそれよりも小さいために、引張鉄筋の許容応力度到達時を許容応力限界状態と定義した。

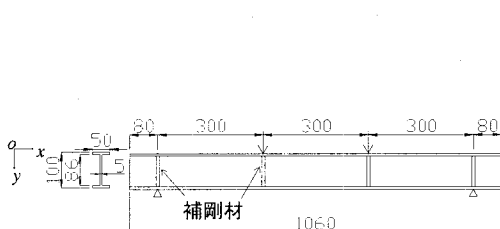
4.1 実験方法および供試体

図-5 に示すような供試体に対して、支間中央が純曲げを受ける静的 2 点載荷により載荷実験を行った。供試体は、鋼桁として補剛材(22.5×86)を溶接した H 型鋼 (100×50×1,040, SS400) を、RC 桁としては単鉄筋 RC 構造を使用した。RC 桁供試体の鉄筋量については、引張鉄筋の降伏が先行し、圧縮側コンクリートの圧壊で終局状態に至るように決定した（引張曲げ破壊）。また、RC 桁供試体がせん断破壊しないよう十分なせん断補強筋を配置した。用いた引張鉄筋は D16(SD295A)であり、せん断補強筋は D10(SD295A)である。なお、供試体数は、鋼桁供試体 10 体、RC 桁供試体 11 体である。

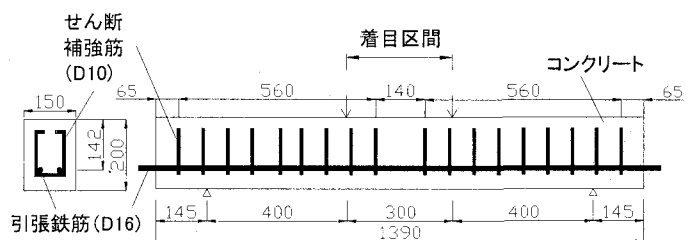
載荷実験における測定項目は、支間中央の鉛直変位、支間中央の圧縮および引張フランジ最縁の軸方向ひずみ（鋼桁供試体）、支間中央の圧縮側コンクリート上縁および引張鉄筋の上下縁における軸方向ひずみ（RC 桁供試体）である。

鋼桁供試体の設計降伏曲げモーメント M_{dsy} および設計許容曲げモーメント M_{dsa} は、それぞれ $M_{dsy}=8.79$ kN·m および $M_{dsa}=5.24$ kN·m である。RC 桁供試体の設計降伏曲げモーメント M_{dcsy} および設計許容曲げモーメント M_{dcsa} は、それぞれ $M_{dcsy}=13.28$ kN·m および $M_{dcsa}=8.10$ kN·m である。

橋桁の有する抵抗値（抵抗曲げモーメント）に影響を与える種々の不確定要因を載荷実験において考慮するために、以下の点を考慮した。鋼桁供試体では、製造に関連した不確定要因（降伏点や形状のばらつき）を取りあげ、製造業者の異なる 3 種類の型钢を用いた。RC 桁供試体についても、鉄筋の機械的性質が支配的となること



(a) 鋼桁供試体



(b) RC 桁供試体

図-5 実験供試体（寸法単位：mm）

から、鋼桁供試体と同様に、製造業者の異なる3種類の鉄筋を使用した。さらにRC桁供試体については、製造過程における不確定要因の影響も大きいと考えられることから、温度・湿度に着目して養生過程を変化させた。設定した4種類の養生過程を表-6に示す。表中の「屋外」は、屋外にて養生したことを表し、「屋内」は、室内においてエアコンを使って平均気温を一定に保ち養生した。湿度については、湿潤状態を保ったものを「湿潤」と表し、脱型後そのまま放置したものを「乾燥」と表している。

供試体に用いた鋼材および鉄筋の材料試験結果の平均値を表-7に示す。

表-6 コンクリートの養生過程

養生種別	①	②	③	④
温度	屋内	屋内	屋外	屋外
湿度	湿潤	乾燥	湿潤	乾燥

4.2 実験結果

(1) 鋼桁供試体

実験より求められた鋼桁供試体の曲げモーメント-ひずみ曲線の例を図-6に、その実験結果および統計諸量を表-8に示す。表中の製造業者は、表-7(a)での製造業者に対応している。表中の終局曲げモーメント M_{su} 、降伏曲げモーメント M_{sy} 、および許容曲げモーメント M_{sa} は表-5に示したとおりである。

表-7 材料試験結果

(a) H型鋼 (SS400)						(b) 引張鉄筋 (D16-SD295A)					
製造業者	降伏点		引張強度		ヤング係数 (N/mm ²)	伸び率 (%)	製造業者	降伏点		ヤング係数 (N/mm ²)	伸び率 (%)
	平均値 (N/mm ²)	変動係数	平均値 (N/mm ²)	変動係数				平均値 (N/mm ²)	変動係数		
A	333.0	0.0052	442.7	0.0047	2.05×10^5	30.5	D	365.6	0.0063	2.26×10^5	20.0
B	320.6	0.0026	424.9	0.0034	2.10×10^5	30.4	E	397.8	0.0042	1.72×10^5	21.8
C	358.4	0.0304	460.5	0.0455	2.09×10^5	28.3	F	337.5	0.0043	2.16×10^5	22.4

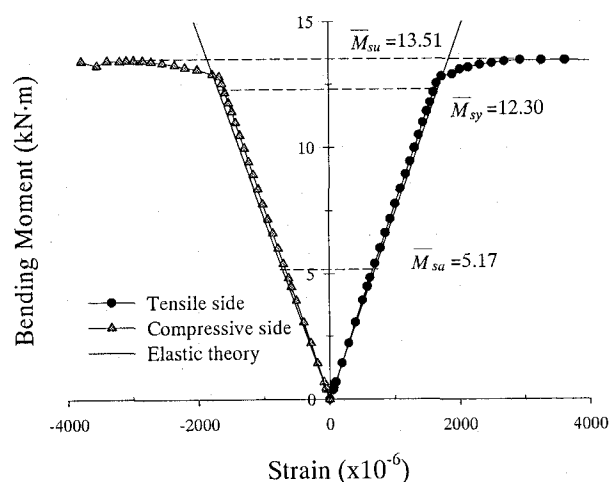


図-6 曲げモーメント-ひずみ曲線の例 (鋼桁供試体)

(2) RC桁供試体

実験より求められたRC桁供試体の曲げモーメント-ひずみ曲線の例を図-7に、その実験結果および統計諸量を表-9に示す。図-7中の引張鉄筋ひずみは、上下縁鉄筋の軸方向ひずみを示している。表中の養生種別は表-6の、製造業者は表-7(b)での分類に対応している。表中の終局曲げモーメント M_{cu} 、降伏曲げモーメント M_{cyy} 、および許容曲げモーメント M_{csa} は表-5に示したとおりである。

図-7より、RC桁供試体は引張鉄筋の降伏が先行し終局状態に至っていることがわかる。また、表-9より、終局曲げモーメントと降伏曲げモーメントとの差は小さく、鉄筋の降伏がRC桁供試体の曲げ挙動に支配的であることが確認できる。

鋼桁供試体の各限界状態における曲げ強度分布特性を比較すると、RC桁供試体の方が変動係数は大きくなっている。これらは、主として、コンクリート強度のばらつき、引張鉄筋の降伏点のばらつきに起因していると思われる。特に、RC桁供試体の許容曲げモーメントについては、他の限界状態と比較して変動係数が大きく、ばらついており、コンクリートのひび割れの不規則な発生や鉄筋との付着状況の変化などが影響しているためと考えられる。

表-8 実験結果のまとめ (鋼桁供試体) (単位: kN·m)

供試体	終局曲げモーメント M_{su}	降伏曲げモーメント M_{sy}	許容曲げモーメント M_{sa}	製造業者
S-1	13.53	12.31	5.23	A
S-2	13.49	12.34	5.21	A
S-3	13.57	12.33	5.23	A
S-4	13.41	12.10	5.29	B
S-5	13.42	12.11	5.30	B
S-6	13.14	11.92	5.20	B
S-7	12.92	11.58	5.08	B
S-8	14.00	13.12	4.97	C
S-9	13.80	12.86	5.08	C
S-10	13.86	12.31	5.15	C
		平均値	標準偏差	変動係数
M_{su} : 終局曲げモーメント		13.51	0.325	0.024
M_{sy} : 降伏曲げモーメント		12.30	0.438	0.036
M_{sa} : 許容曲げモーメント		5.173	0.104	0.020

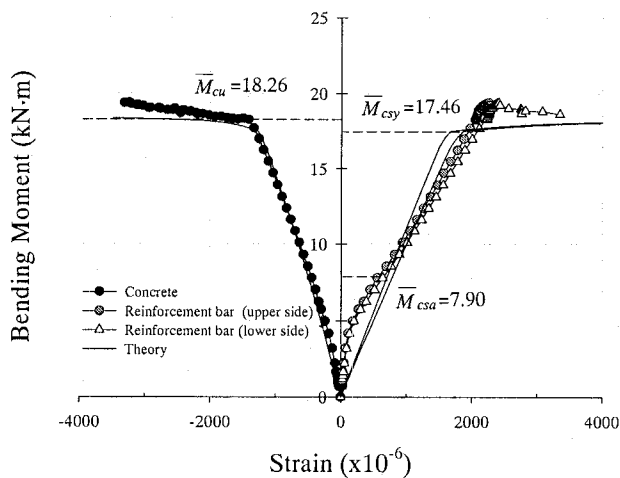


図-7 曲げモーメント-ひずみ曲線の例
(鋼桁供試体)

次に、不確定要因の違いに着目した要因別の終局曲げモーメントと降伏曲げモーメントの分布特性を表-10に示す。養生方法の違いは、コンクリート強度に影響を与え、終局曲げモーメントにばらつきが見られると考えられたが、表-10の結果からではその傾向は認められなかった。また、鉄筋製造業者の違いについても、影響を与えられ降伏曲げモーメントに対して、表-7(a)の材料試験結果と違う傾向が見られた。これらは、着目した不確定要因以外の要因（荷重方法、人為的誤差等）が主に関係しているためと思われる。

表-10 不確定要因別の統計データ

不確定要因別	終局曲げモーメント		降伏曲げモーメント	
	平均値 (kN·m)	変動係数 (-)	平均値 (kN·m)	変動係数 (-)
①	18.54	0.046	17.95	0.052
②	17.63	0.035	16.28	0.039
③	18.37	0.017	17.77	0.028
④	18.52	0.043	17.92	0.069
D	18.77	0.030	18.01	0.056
E	17.52	0.035	17.11	0.073
F	18.14	0.021	16.88	0.038

4.3 モデル橋の抵抗値（抵抗曲げモーメント）の算出

上記の結果を用いて、対象モデル橋の抵抗値を算出する。実験供試体と対象モデル橋とは、断面や使用材料の相違のために実験値をそのまま適用することはできない。そのため、実験から得られた各限界曲げモーメントの平均値をその設計値で除した無次元化曲げモーメントについて、その平均値と変動係数が、モデル橋の無次元化曲げモーメントの平均値と変動係数にそれぞれ等しい

表-9 実験結果のまとめ（RC 桁供試体）（単位：kN·m）

供試体	終局曲げモーメント M_{cu}	降伏曲げモーメント M_{csy}	許容曲げモーメント M_{csa}	養生種別	製造業者
C-1	19.38	19.35	9.24	①	D
C-2	17.50	17.49	7.61	①	E
C-3	19.06	17.56	8.07	①	D
C-4	18.24	17.40	8.37	①	D
C-5	17.88	16.17	5.42	②	F
C-6	18.09	16.96	6.11	②	D
C-7	16.93	15.71	7.08	②	E
C-8	18.14	18.12	8.17	③	E
C-9	18.59	17.42	9.62	③	F
C-10	19.08	18.79	9.22	④	D
C-11	17.96	17.05	7.94	④	F
			平均値	標準偏差	変動係数
M_{cu} : 終局曲げモーメント			18.26	0.729	0.040
M_{csy} : 降伏曲げモーメント			17.46	1.045	0.060
M_{csa} : 許容曲げモーメント			7.90	1.301	0.165

と仮定し、モデル橋の限界曲げモーメントの分布特性を決定する。表-11には、各供試体の限界状態における設計値、実験から得た統計諸量、および無次元化曲げモーメントの平均値を示す。表-12には、モデル橋の各限界状態に対する設計値および抵抗値の分布特性を示す。

表-11より無次元化曲げモーメントが降伏限界状態に対して1.3から1.4になっている。これは鋼材の降伏点の公称値と実際の降伏点との差異によるものと思われる。そこで本研究では、過去の統計データ¹²⁾をもとに、この降伏点の平均値の差異を考慮した。設計値は、鋼およびRC 桁供試体ともに平面保持の仮定を用い、特にRC 桁供試体については等価ブロック法により降伏限界状態の設計値を算出した。

表-11 各供試体の設計値、実験から得た統計諸量、およびその比率

供試体の種類	鋼桁供試体		RC桁供試体	
	降伏限界	許容応力限界	降伏限界	許容応力限界
着目限界状態	降伏	許容	鉄筋の降伏	鉄筋の許容
設計値	8.79	5.24	13.28	8.10
実験値データの統計値	平均値	12.30	5.17	17.46
	標準偏差	0.438	0.104	1.045
	変動係数	0.036	0.020	0.060
無次元化モーメントの平均値	1.399	0.988	1.315	0.975

(単位：kN·m)

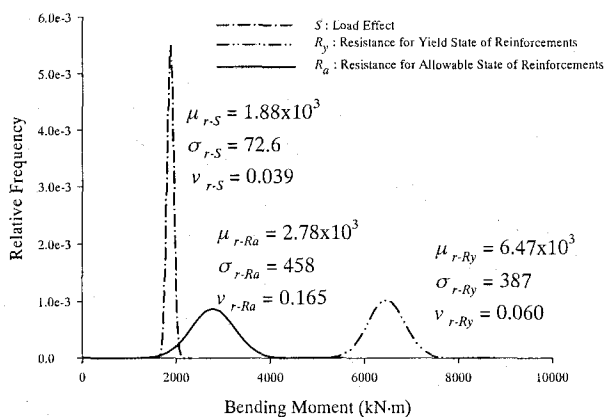
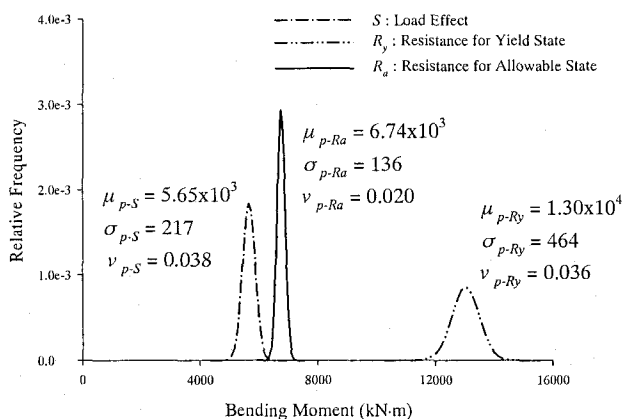
表-12 モデル橋の各限界状態に対する設計値および抵抗値

対象橋	非合成鋼桁橋		RC-T桁橋	
	降伏限界	許容応力限界	降伏限界	許容応力限界
着目限界状態	降伏	許容	鉄筋の降伏	鉄筋の許容
設計値	1.15E+04	6.82E+03	4.92E+03	2.85E+03
抵抗値	平均値	1.30E+04	6.74E+03	6.47E+03
	標準偏差	464	136	387
R				458

(単位：kN·m)

5. 破壊関数および信頼性指標の算出

前章までに得られた結果をもとに求めた対象モデル橋別の荷重効果 S と抵抗値 R との確率密度関数の分布を図-8に示す。なお、この際の確率密度関数は実際的ではないが正規分布を仮定した。抵抗値については、降伏限界と許容応力限界との2つの抵抗値を示した。グラフ中の R_y は、降伏限界である鋼の降伏と鉄筋の降伏を示し、 R_a は許容応力限界を示す。



(b) RC-T 桁橋
図-8 荷重効果と抵抗の確率密度関数

非合成鋼 I 桁橋、RC-T 桁橋ともに、荷重効果と降伏限界との間の差は大きい。一方、荷重効果と許容応力限界との関係については、非合成鋼 I 桁橋に比べて RC-T 桁橋の方が、分布形状に重なりが見られ、危険側にあると言える。また、RC-T 桁橋の方が変動係数が大きく、ばらつきが大きいこともわかる。

次に対象モデル橋それぞれの破壊関数 Z を導き出し、各限界状態に対する信頼性指標 β および指標としての破壊確率 P_f （以下に、単に破壊確率という）を計算し、評価・比較する。

破壊関数 Z は、荷重効果 S と抵抗値 R とを用いて式(3)で定義される。本研究では、荷重効果 S および抵抗値 R は正規分布と仮定していることから、破壊関数 Z も正規

分布する。よって、破壊関数 Z の平均値 μ_Z および標準偏差 σ_Z は式(4)、(5)で求められる。また、信頼性指標 β は、破壊関数 Z の平均値 μ_Z をその標準偏差 σ_Z で除して求められる。

$$\text{破壊関数 } Z: Z = R - S \quad (3)$$

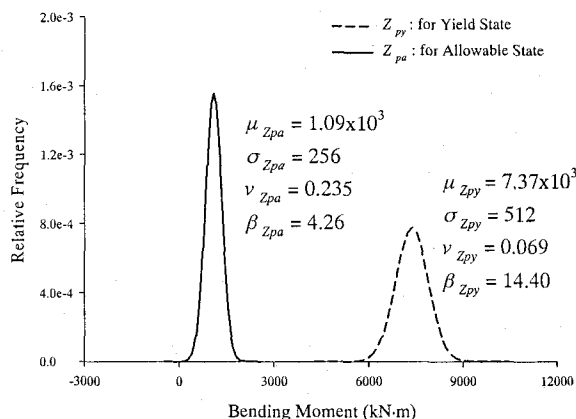
$$\text{平均値 } \mu_Z: \mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (4)$$

$$\text{標準偏差 } \sigma_Z: \sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (5)$$

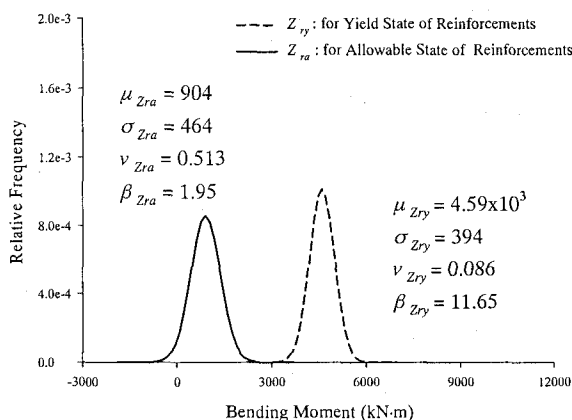
各限界状態に対する破壊関数 Z の平均値および標準偏差、その信頼性指標 β 、および破壊確率 P_f を表-13に、破壊関数の確率密度関数を図-9に示す。

表-13 破壊関数 Z 、信頼性指標 β 、および破壊確率 P_f

対象橋	非合成鋼 I 桁橋	RC-T 桁橋
限界状態	降伏限界 許容応力限界	降伏限界 許容応力限界
着目限界状態	降伏 許容	降伏 許容
破壊関数 Z	平均値 7.37E+03 1.09E+03	4.59E+03 9.04E+02
	標準偏差 5.12E+02 2.56E+02	3.94E+02 4.64E+02
(kN・m)	変動係数 0.069 0.235	0.086 0.513
信頼性指標 β	14.40 4.26	11.65 1.95
破壊確率 P_f	2.75E-47 1.02E-05	1.09E-31 2.57E-02



(a) 非合成鋼 I 桁橋



(b) RC-T 桁橋

図-9 破壊関数の確率密度関数

信頼性指標を各限界状態別に比較すると、降伏限界に対しては、非合成鋼 I 桁橋は 14.40, RC-T 桁橋は 11.65 という値を示し、降伏限界に至る可能性は極めて低いと考えられる。このように、ともに高い値を示したのは、一つに、活荷重シミュレーションによって得られた最大断面力（曲げモーメント）が、断面決定において与えられた荷重（表-4④）によって得られる断面力（曲げモーメント）よりも小さいこと、鋼桁および鉄筋が 1.7 の安全率²⁾³⁾を考慮して許容応力度を決定し、これにより断面を決定していることなどが原因と考えられる。

一方、許容応力限界に対しては、非合成鋼 I 桁橋, RC-T 桁橋の β 値がそれぞれ、4.26, 1.95 となっており許容応力限界は超える確率が高いと考えられる。特に、RC-T 桁橋の場合、その確率が極めて高いと言える。このように RC-T 桁橋で低い値となったのは、既に述べたように、コンクリートと鉄筋の付着状態の違い、コンクリートや鉄筋の材料特性のばらつきの影響などによるものと判断される。

また、両モデル橋別で β 値を比較すると、どちらの限界状態に対しても非合成鋼 I 桁橋の方が大きい値を示しており、RC-T 桁橋に比べて限界状態を越える確率は小さいことがわかる。このように RC-T 桁橋の方が β 値が小さい値をとるのは、不確定要因の降伏・許容応力限界状態に与える影響が非合成鋼 I 桁橋よりも大きいと思われる。

6. まとめ

本研究では、現行の設計法で設計された鋼桁橋および RC 桁橋の曲げ強度に着目した安全性（信頼性）を、活荷重シミュレーションと載荷実験との結果をもとに算出した信頼性指標および指標としての破壊確率を用いて評価することを試みた。

本研究で得られた主な成果は、以下のとおりである。

- (1) 死荷重と活荷重とを合わせた荷重効果全体については、本研究で対象とした支間を有する橋梁では、活荷重が全体に占める割合が非合成鋼 I 桁橋で 0.54, RC 桁橋で 0.46 と、活荷重の占める割合が大きい。両者の比較では、非合成鋼 I 桁橋に比べて RC 桁橋では活荷重の占める割合が小さく、死荷重の占める割合が大きくなっている。
- (2) 死荷重の分布特性については、コンクリート重量が支配的である RC 桁橋のほうが非合成鋼 I 桁橋に比

べてばらつきは大きい（非合成鋼 I 桁橋の死荷重の変動係数 0.009, RC 桁橋の死荷重の変動係数 0.022）。

- (3) 死荷重と活荷重とを合わせた荷重効果全体の分布特性については、非合成鋼 I 桁橋および RC-T 桁橋ともに同じような変動係数を示し、分布特性（平均値は異なる）には大きな相違は見られない。
- (4) 各限界状態（降伏限界状態および許容応力限界状態）の抵抗値（抵抗曲げモーメント）の分布特性を比較すると、鋼桁供試体より RC 桁供試体の方が、変動係数が大きく、ばらつきが大きい。これは、鋼桁供試体に比べて、RC 桁供試体の方が、鉄筋とコンクリートとの付着特性、ひび割れ発生の状況、コンクリートと鉄筋の材料特性、および打設状況といった多数の不確定要因に支配されているためと考えられる。
- (5) 載荷実験から得た抵抗値の分布特性と活荷重シミュレーションから得た荷重効果とをもとに、これらの確率密度分布を実際ではないが正規分布に仮定して算出した信頼性指標 β は、降伏限界に対して、非合成鋼 I 桁橋では 14.40, RC 桁橋では 11.65 となった。さらに、許容応力限界に対しては、それぞれ 4.26, 1.95 という値を得た。これより、両形式橋梁ともに降伏限界に対してはかなりの安全性を有していると考えられる。しかし、RC 桁橋の許容応力限界に対する信頼性指標値は 1.95 とかなり低く、許容応力限界を超える確率が高いと思われる。
- (6) 非合成鋼 I 桁橋と RC-T 桁橋との信頼性指標 β を比較すると、各限界状態において鋼桁橋の方が大きい値を示した。
- (7) 今後は、本研究で得られた成果の信頼性をあげ、それぞれの部材に対して合理的な安全率を設定するため、統計データの充実をはかる必要がある。また、確率密度関数の同定に当たっては、正規分布を仮定したが、その他の分布形についても検討する必要がある。
- (8) 本研究では、非合成鋼 I 桁橋, RC 桁橋とも限られた限界状態を想定したが、今後は、橋梁形式を合成桁や PC 桁にも広げるとともに、様々な支間長なども想定して同様な検討を行う必要がある。また、鋼桁における局部座屈の発生なども考慮し、このような限界状態に対しても同様の検討を行う必要がある。

謝辞： 建設コンサルタンツ協会近畿支部 鋼・複合橋梁の性能照査型設計法に関する調査研究委員会 静的グループ WG の委員会の皆様には、非合成鋼 I 桁橋・RC 桁橋の試設計において多大な協力をして頂きました。ここに、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、望月秀次、縄田俊文、山田稔、高田嘉秀、安藤博文、宮地真一：鋼・PC 混合橋（新川橋）の設計と施工、橋梁と基礎、Vol. 34, No.11, pp.2-8, 2000.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ．鋼橋編，丸善，2002.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲ．コンクリート橋編，丸善，2002.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編，丸善，2002.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書・施工編，丸善，2002.
- 6) 建設省土木研究所橋梁研究室：限界状態設計法における設計荷重に関する検討，土木研究所資料，第 2700 号，1989.1.
- 7) 高島春生：道路橋の横分配実用計算法 前編，現代社，1966.7.
- 8) 日本建築学会編：鋼構造限界状態設計法規準（案）・同解説，1990.
- 9) 土木学会編：構造物の安全性・信頼性，p63，1976.10.
- 10) 池田秀夫：MAIN13（荷重発生プログラム，および載荷計算プログラム），1990.3.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ．共通編，丸善，2002.
- 12) 東海構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用（上）・（下），橋梁と基礎，1980.

（2003 年 9 月 12 日受付）