

鋼 I 桁橋の信頼性指標 β の評価と部分係数に関する基礎検討

Study on reliability indices and partial factors for steel I-girder highway bridges

村越潤*, 清水英樹**, 有馬敬育***

Jun Murakoshi, Hideki Shimizu, Noriyasu Arima

*工修, 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ 上席研究員 (〒305-8516 つくば市南原 1-6)

**工修, 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ 交流研究員 (〒305-8516 つくば市南原 1-6)

***工修, 本州四国連絡高速道路株式会社 企画部 (〒651-0088 神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

On the next revision of design code for highway bridges, introduction of the partial factor design format as the international reliability-based design is being investigated. This paper aims to clarify reliability level of steel I-girder highway bridges designed by the current Japanese design code, and to calculate resistance factors. This paper involves selection of statistical parameters of live/dead load and resistance model, reliability analysis method, and calculation of the reliability indices. Focusing on flexural/shear capacity of steel I-girders, the reliability analysis is conducted for selected typical I-girders using statistical parameters based on the available literature.

Key Words: I-girder, reliability index, partial factor, AFOSM, Monte Carlo simulation

キーワード: 鋼 I 桁, 信頼性指標, 部分係数, AFOSM, モンテカルロシミュレーション

1. まえがき

土木・建築分野の各種構造物の設計に係わる技術標準については、「土木・建築にかかる設計の基本」(国土交通省, 2002 年)¹⁾の考え方に沿って, 検討・改訂を進めていくこととされており, この中で要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする限界状態設計法の導入が求められている。現在, 道路橋に関する技術基準である道路橋示方書²⁾(以下, 道示)については, 技術基準の国際的整合への対応を図るとともに, 品質を確保しつつより合理的かつ効率的な道路橋整備を可能とするため, 要求性能の明確化, 充実化及びみなし仕様の充実化に向けた次期改訂のための調査検討が行われており, 要求性能の検証方法として部分係数設計法の導入検討が進められている。

国際規格 ISO2394 (構造物の信頼性に関する一般原則)³⁾では, 構造設計にあたって構造物及び構造要素に要求される性能を適切な程度の信頼性を有しながら検証することとしている。同規格の例示によれば, 設計供用期間をクラス 1~4 に分類し, 重要な構造物, 大規模橋梁に対して 100 年, それら以外の構造物については 50 年を与えている。また, 目標とする信頼性指標 β_T の例示として, 終局限界状態では安全性クラスに応じてそれぞれ 3.1, 3.8, 4.3, 疲労限界状態では点検の可能性に応じ

て 2.3~3.1 を与えている。諸外国の道路橋の基準に関しては, 米国 AASHTO LRFD コードでは, 設計供用期間 75 年で終局限界状態に対して, 目標とする信頼性指標 β_T を 3.5 として, 主要な照査項目に対する荷重・抵抗係数を設定している^{4)~6)}。一方, 国内では, 現行基準で設計された鋼道路橋の信頼性レベルや鋼部材の抵抗側部分係数に関して, 過去には文献 7)~9)等, 最近では文献 10)等多くの調査研究が行われてきている。しかしながら, これらの信頼性を考慮した設計法の実務への適用に関しては, 照査書式や部分係数の設定方法等検討すべき課題も多く, これまで必ずしも十分議論されているわけではない。

本文では, 鋼道路橋上部構造を対象として, 道示 II 鋼橋編に従って設計された鋼 I 桁橋に対して, 信頼性設計法における信頼性指標 β を試算し, その傾向を把握するとともに, 目標とする信頼性指標を与えた場合の部分係数(抵抗側の部分係数)の傾向について分析を行った。なお, 信頼性指標 β および部分係数の試算に当たっては, 解析方法の違いによる結果の差についても検討した。

2. 検討内容・検討条件

2.1 検討内容

図-1 に検討フローを示すが, 本論文では部分係数の

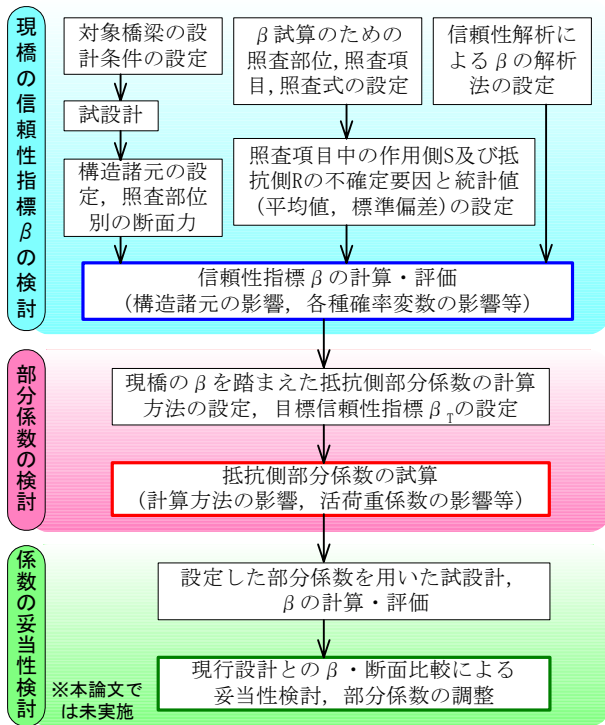


図-1 検討フロー

検討まで行っている。検討の詳細は各章で述べるが、以下に信頼性指標 β 及び部分係数（抵抗側の部分係数）の検討の概要を示す。

(1) 信頼性指標 β の検討

現行の道示に従って設計された鋼 I 桁橋（図-2を参照）の主桁を対象として、橋梁形式（合成・非合成、連続・単純の別）、支間長をパラメータとして各照査項目・部位に対する信頼性指標 β の試算を行った。照査項目は、曲げに対するフランジの降伏・座屈、桁の横倒れ座屈、ウェブのせん断に対する降伏とし、照査部位は、断面設計でクリティカルとなる部位（支間中央部、断面変化部及び支点の各断面）とした。荷重・抵抗側の各種パラメータの統計データについては、既存文献より収集し、それに基づき設定することとした。信頼性指標 β の解析手法については、レベル2の信頼性設計法を対象として、AFOSM法とモンテカルロシミュレーションによることとし、信頼性指標 β に与える解析法の違いの影響及び各種パラメータの影響（感度）を把握した。

なお、鋼 I 桁の照査項目としては、上記の他、ボルト継手部のすべり耐力、溶接継手部の疲労強度、支点上補剛材の圧縮強度、活荷重たわみ等があるが、紙面の都合上ここでは代表的な項目を取り上げることとした。

(2) 目標信頼性指標 β_T に対する部分係数の検討

上記(1)の検討結果を基に、鋼 I 桁の支間中央部・中間支点部の断面を対象に、曲げモーメントによるフランジの降伏・座屈に対する目標信頼性指標 β_T を仮に設定し、部分係数の試算を行った。ここでは、抵抗側の部分係数に着目するため、荷重側の部分係数をパラメータとして、抵抗側の部分係数を算出し、抵抗側部分係数の傾向を把

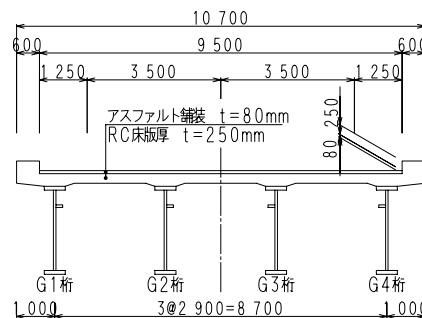


図-2 対象橋梁断面図

表-1 検討ケース（検討対象橋梁の支間長、橋梁形式）

構造諸元		単純桁		連続桁 ^{注2)}	
床版と主桁の合成作用の取扱い	主桁断面決定の考え方	非合成		合成	非合成
	主桁応力度算定の考え方	非合成	合成 ^{注1)}	合成	非合成
支間長	30m	S-NN-30			
	40m	S-NN-40	S-NC-40	S-CC-40	C-NN-40
	50m	S-NN-50			

注1) 非合成桁として設計するが、 β 算出時には合成桁として断面照査を行う。

注2) 3径間連続等径間割としている。

握した。

2.2 検討条件

(1) 検討対象橋梁

図-2に検討対象橋梁断面図、表-1に検討対象としたケースを示す。単純非合成桁の支間長 40m のケース (S-NN-40) を基本に、死活荷重比率の影響を把握するために支間長を 30, 50m と変えたケース、連続非合成桁、単純合成桁としたケースを行うこととした。また、非合成桁においても、実際には供用後に合成桁として挙動する場合も見られることから、その影響を把握するため、参考までに合成挙動を想定したケースも追加した。線形条件は直橋（斜角 90 度）とした。

幅員構成及び桁配置については全検討ケースで同一とし、「道路の標準幅員に関する基準（案）¹⁰⁾」による橋梁部における幅員構成と標準的桁配置を参考に設定した。

(2) 照査部位と照査項目

照査対象部位及び照査項目を、単純桁について図-3、表-2に、連続桁について図-4、表-3にそれぞれ示す。

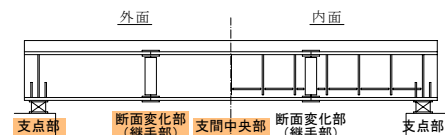


図-3 単純桁における照査対象部位

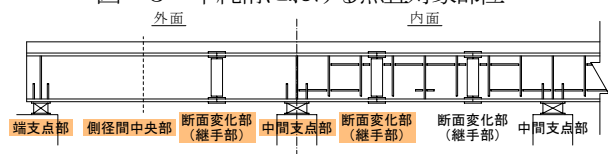


図-4 連続桁における照査対象部位

表－2 単純桁照査項目一覧

床版の 合成作用の 取扱い	照査 部位	照査項目
非合成桁	支点部	・腹板の曲げに伴うせん断応力度
	断面 変化部	・曲げモーメントによる垂直応力度(フランジ引張・降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈
	支間 中央部	・曲げモーメントによる垂直応力度(フランジ引張・降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈
	支点部	・腹板の曲げに伴うせん断応力度
合成桁	断面 変化部	・曲げモーメントによる垂直応力度 (フランジ圧縮・引張降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈 ・曲げを受ける桁の対傾構間における横倒れ座屈
	支間 中央部	・曲げモーメントによる垂直応力度 (フランジ圧縮・引張降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈 ・曲げを受ける桁の対傾構間における横倒れ座屈
	支点部	・腹板の曲げに伴うせん断応力度
	断面 変化部	・曲げモーメントによる垂直応力度 (フランジ圧縮・引張降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈 ・曲げを受ける桁の対傾構間における横倒れ座屈

表－3 連続桁照査項目一覧

床版の 合成作用の 取扱い	照査 部位	照査項目
非合成桁	端 支点部	・腹板の曲げに伴うせん断応力度
	側径間 中央部	・曲げモーメントによる垂直応力度(フランジ引張・降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈
	断面 変化部	・曲げモーメントによる垂直応力度(フランジ引張・降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈
	支間 中央部	・曲げモーメントによる垂直応力度(フランジ引張・降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈
	中間 支点部	・腹板の曲げに伴うせん断応力度 ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈 ・曲げを受ける桁の対傾構間における横倒れ座屈
	断面 変化部	・曲げモーメントによる垂直応力度(フランジ引張・降伏) ・圧縮応力を受けるフランジ(自由突出板)の局部座屈

3. 検討対象橋梁の試設計

3.1 使用材料及び荷重条件

使用材料は以下のとおりとした。

- ・構造用鋼材：SM400, SM490Y [JIS G 3106]
- ・鉄筋：SD295 [JIS G 3112]
- ・コンクリートの設計基準強度 σ_{dk} ：

24N/mm²(非合成桁), 27N/mm²(合成桁) [道示Ⅱ11.2.1]

荷重条件は道示Ⅰ共通編, Ⅱ鋼橋編によることとし, 死荷重 (D), 活荷重 (L), 衝撃 (I), コンクリートのクリープの影響 (CR), コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH), 温度変化の影響 (T) を考慮し, 荷重組合せは以下のとおりとした。

・非合成桁の場合： $D+L+I$

・合成桁の場合：① D' (合成前死荷重状態)

② $D+L+I$

③ $D+L+I+CR+SH$

④ $D+L+I+CR+SH+T$

⑤ $1.3D+2.0L+2.0I+CR+SH+T$

正の曲げモーメントを受ける
部分の許容応力度の割増し係数

圧縮線：1.25 引張線：1.00
圧縮線：1.00 引張線：1.00
圧縮線：1.15 引張線：1.00
圧縮線：1.30 引張線：1.15

床版の最小全厚の設定及び疲労照査にあたっては, 1 方向あたりの大型車の計画交通量5,000 台/日を想定した。

3.2 設計手順

格子解析により下記の手順で鋼げた断面を決定した。

- 1) 主桁および荷重分配横桁による格子モデルの作成
- 2) 格子モデルへの各荷重の載荷, 作用断面力の算出
- 3) 主桁断面照査及び主桁断面諸元の決定
- 4) 活荷重たわみの照査
- 5) 決定した主桁断面に対する疲労の照査

3)では, まずウェブ高を支間長の約 1/18 (100mm 単位), フランジ幅をウェブ高の約 1/3 に初期設定した。曲げモーメント最大点でフランジ板厚が35mm 程度となるようにし, かつ, 主要な圧縮フランジについては自由突出板の座屈に配慮して限界幅厚比以上を用い, 許容応力度に対する余裕が 0 に近づくようにフランジ板厚を 1mm 単位で調整した。板厚で調整困難な場合には板幅を 10mm 単位で調整した。なお, 鋼道路橋設計ガイドライン¹²⁾に従い, 水平補剛材 1 段, 腹板厚一定, 一主桁フランジ幅同一, 一部材一断面とした。

3.3 断面設計結果

表－4, 5に各検討ケース (外桁：G1) の断面計算結果を示す。表中の網掛け部分は, 断面決定要因となる断面応力と抵抗強度の関係を示している。なお, 外桁の方が内桁に比べ活荷重断面力の割合が大きかったことから, 信頼性指標 β が小さくなることが予想される外桁に着目して検討を行うこととした。

表中の最下段に活荷重たわみを示すが, 全ての検討ケ

ースで応力照査により決定した断面剛度でたわみの許容値を満足した。また, 疲労照査では, 活荷重断面力比率の大きい S-NN-30, C-N N-40 で面外ガセット継

表－4 試設計における外桁の断面計算結果 (非合成として応力算定)

試算ケース	S-NN-30				S-NN-40				S-NN-50				C-NN-40			
断面計算結果	支点上		支間中央		支点上		支間中央		支点上		支間中央		端支点上	側径間中央	中間支点	
断面力内訳	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]	M[kN・m]	S[kN]
死 鋼桁	0	110	847	3	0	182	1875	6	0	290	3746	8	0	117	960	1
床版・地覆	0	333	2386	3	0	447	4528	5	0	561	7120	10	0	350	2776	0
舗装	0	64	587	14	0	88	1086	20	0	116	1635	11	0	66	635	3
防護欄	0	6	31	1	0	8	49	0	0	10	91	1	0	8	39	-1
活 活荷重	0	343	3118	172	0	395	4803	214	0	474	6561	211	0	361	3699	232
重 衝撃	0	86	780	43	0	88	1066	48	0	95	1312	42	0	80	821	51
合 計	0	942	7749	236	0	1208	13407	293	0	1546	20465	283	0	982	8930	286
フランジ固定間距離[mm]	5000		5000		5000		5000		5000		5000		5000		5000	
使用鋼材	SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y		SM490Y	
断面 上フランジ	550×27		550×35		680×27		680×37		740×23		740×39		540×21		540×29	
諸元 ウェブ	1700×9		1700×9		2200×11		2200×11		2800×14		2800×14		2200×11		2200×11	
[mm] 下フランジ	550×32		550×35		700×22		700×36		790×25		790×36		610×19		610×26	
応力度 σ_U	0.0<-210		-210.0<-210		0.0<-149.9		-209.6<-210		0.0<-92.3		-208.0<-210		0.0<-145.0		-207.0<-210	
[N/mm ²] σ_L	0.0<210		210.0<210		0.0<210		209.3<210		0.0<210		209.5<210		0.0<210		205.1<210	
τ	61.6<120		15.4<120		49.9<120		12.1<120		39.4<120		7.2<120		40.6<120		11.8<120	
圧縮フランジの許容値低減要因					自由突出板の座屈強度				自由突出板の座屈強度				自由突出板の座屈強度			
活荷重たわみ[mm]			39.8<45				50.5<80				58.3<100				55.0<80	

表－5 試設計における外桁の断面計算結果（合成として応力算定）

検討ケース		S-NC-40						S-CC-40					
断面計算結果		支点上			支間中央			支点上			支間中央		
断面力内訳 ^(注1)		M[kN・m]	S[kN]	P[kN]	M[kN・m]	S[kN]	P[kN]	M[kN・m]	S[kN]	P[kN]	M[kN・m]	S[kN]	P[kN]
死荷重	合成前	0	182	—	1875	0	—	0	138	—	1387	0	—
	床版	0	363	—	4056	-54	—	0	343	—	3638	-22	—
	型枠	0	59	—	662	0	—	0	56	—	594	-4	—
	舗装	0	82	—	971	0	—	0	79	—	912	0	—
	合成後	0	84	—	471	0	—	0	82	—	433	0	—
活荷重	地覆	0	9	—	49	0	—	0	8	—	45	0	—
	防護柵	0	—	—	—	0	—	0	—	—	—	0	—
	型枠撤去	0	-56	—	-598	0	—	0	-54	—	-560	0	—
活荷重	衝撃	0	381	—	4421	-173	—	0	375	—	4244	-161	—
	衝撃	0	84	—	982	-39	—	0	83	—	942	-36	—
不静定力	クリープ	0	—	0	271	—	332	0	—	0	302	—	348
	乾燥収縮	983	—	1194	1113	—	1194	1070	—	1170	1196	—	1170
	温度差	1053	—	2149	1275	—	2149	1073	—	2106	1258	—	2106
フランジ固定間距離[mm]		5000			5000			5000			5000		
使用鋼材		SM490Y			SM490Y			SM490Y			SM490Y		
断面諸元[mm]	床版	2508×250			2508×250			2458×250			2458×250		
	上フランジ	680×27			680×37			410×14			410×19		
	ウェブ	2200×11			2200×11			2200×11			2200×11		
	下フランジ	700×22			700×36			680×21			680×31		
応力度[N/mm ²]	σ _U ① ^(注2)	0.0<-187.3(自由突出)			-103.1<-240.3(横倒れ)			0.0<-141.6(自由突出)			-189.8<-207.8(横倒れ)		
	②	0.0<-210			-121.9<-210			0.0<-210			-209.6<-210		
	③	-21.3<-241.5			-145.3<-241.5			-26.5<-241.5			-240.7<-241.5		
	④	-39.0<-273			-162.2<-273			-45.9<-273			-259.8<-273		
	⑤	-39.0<-355			-210.1<-355			-45.9<-355			-334.6<-355		
	σ _L ①	0.0<262.5			102.9<262.5			0.0<262.5			115.4<262.5		
	②	0.0<210			184.5<210			0.0<210			203.9<210		
	③	5.6<210			189.4<210			6.2<210			209.8<210		
	④	10.2<241.5			192.8<241.5			10.6<241.5			213.4<241.5		
	⑤	10.2<355			297.2<355			10.6<355			328.0<355		
	τ	49.1<120			11.0<120			45.8<120			9.2<120		
	活荷重たわみ[mm]	23.3<80			23.3<80			25.5<80			25.5<80		

注1) M：曲げモーメント，S：せん断力，P：軸力

注2) 丸数字は，荷重条件の荷重組合せとする。

手をG等級（非仕上げ）からF等級（仕上げ）に変更することが必要となったが，その他のケースでは照査を満足した。なお，S-CC-40では荷重組合せ⑤（降伏に対する安全性の照査）によって断面が決定する部位はなかった。

4. 鋼 | 桁橋における信頼性指標βの検討

4.1 信頼性指標βの解析方法

信頼性指標βの解析方法としては，各種の方法¹³⁾があるが，ここではAFOSM法とモンテカルロシミュレーションの2方法を対象として検討を行った。

AFOSM（Advanced First-Order Second-Moment Method）法は，確率変数を標準正規座標系に変換し，座標原点からの限界とする状態（破壊面）までの最短距離を求めることにより信頼性指標βを算出するものである。なお，4.3節に述べるが，本文では性能関数Zの確率変数をすべて正規分布と仮定した。そのため今回の検討に用いたAFOSM法と，ISO2394³⁾に示されているFORM（First-Order Reliability Method）法（非正規確率変数を破壊面で確率密度及び確率分布関数の値が等しくなるような正規確率変数で近似する方法）¹⁰⁾¹³⁾では，結果的に同じ解が得られることになる。

モンテカルロシミュレーションは以下のとおり適用した。まず，確率変数 $X_1, X_2, \dots, X_n$ の関数で表される性能

関数Zに対して，確率変数 X_i の分布を設定し，確率分布に従った乱数を発生させZの値を求める。これをN回繰返してZの確率分布を作成し，この平均値 $\bar{Z}$ と標準偏差 σ_z により次式で表される信頼性指標βを求める。

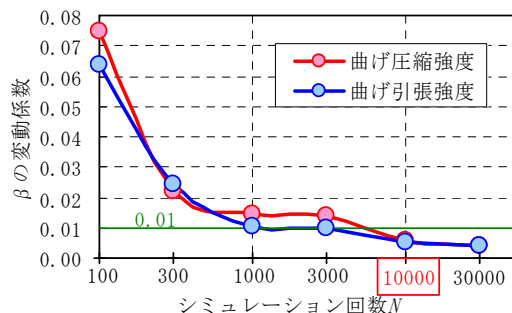
$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_z} \quad (1)$$

ここで，モンテカルロシミュレーションとは，本来乱数により確率分布を満足するサンプルを算出し，これら多数のサンプルから破壊確率 P_f を直接求める数値実験手法であり，信頼性指標βを算出する際には， P_f より標準正規分布の逆関数を用いてβを算出するのが一般的と考えられる。ただし， P_f を算出するのに十分信頼性のある統計データが揃っていないわけではないこと，照査式の性能関数の確率分布形が結果的にほぼ正規分布となることから，本文中では式(1)によりβを算出することとした。

モンテカルロシミュレーションによる方法では，AFOSM法と異なる以下の点を考慮した解析を行っている。鋼材降

伏点や鋼材板厚のように確率変数に上限値もしくは下限値がある場合，発生させた乱数が上下限値を超えた場合，再度乱数を発生させ確率変数が制限値内となるようにしている。また，座屈強度のように座屈パラメータに応じて耐荷力曲線の式自体が変わるとともに，確率変数の統計量が不連続に与えられる場合（表－7），AFOSM法では座屈パラメータを確定値として座屈強度の統計量を与えることになるが，モンテカルロシミュレーションでは座屈パラメータを変数として，パラメータに応じた耐荷力曲線と確率変数の統計量を選択できる利点がある。なお，シミュレーション回数（ $N=10000$ 回）に関しては，10個のβを算出し，βの変動係数が0.01以下となる回数を目安とした（図－5）。この場合，10個のβの変動幅（ $\beta_{\max} - \beta_{\min}$ ）は0.1以下となった。

前述の2方法に加えて，各確率変数のばらつきがβに



図－5 回数Nとβの変動係数の関係
（検討ケース S-NN-40 支間中央の場合）

及ぼす影響度（感度）の検討結果を踏まえた上で、確率変数を影響度の大きなものに絞った場合の β の簡易算出式による試算も行った。すなわち、 R （抵抗）と S （荷重）がお互いに独立でありかつ正規確率分布と仮定できるならば、信頼性指標 β は式(2)（式中の記号は表－6参照）のように表される。

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2)$$

ここで、例えば軸方向圧縮強度の場合には抵抗 R は次式で表される。

$$R = \sigma_y \cdot A \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}$$

また、 R の標準偏差 σ_R は、次式で表される。

$$\sigma_R = \sigma_y \cdot A \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \right) \sqrt{V_{\sigma_y}^2 + V_A^2 + V_{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}}^2}$$

4.2 照査式と性能関数 Z

以下に、現行道示Ⅱ鋼橋編に基づく照査項目別の性能関数 Z を示す。

1) 非合成桁曲げモーメントによるフランジ垂直引張強度（道示Ⅱ 6.3.9 による。）

$$Z = \sigma_y \cdot \frac{I}{y_t} \left(\frac{A_{f \text{ lg-net}} \times 1.1}{A_{f \text{ lg-gross}}} \right) - (M_D + M_L) \quad (3)$$

2) 非合成桁曲げモーメントによるフランジ垂直圧縮強度

$$Z = \sigma_y \cdot \frac{I}{y_c} \min \left(\frac{\sigma_{cr}^{\text{自由突出板}}}{\sigma_y}, \frac{\sigma_{cr}^{\text{横倒れ}}}{\sigma_y} \right) - (M_D + M_L) \quad (4)$$

表－6 記号表（軸方向圧縮強度の例）

項目	荷重	抵抗	鋼材降伏強度	板厚板取精度 (断面積等)	座屈強度
		単位	N/mm ²	mm ²	無次元量
記号	S	R	σ_y	A	$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}$
平均値	$\bar{S}$	$\bar{R}$	$\bar{\sigma}_y$	$\bar{A}$	$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \right)$
標準偏差	σ_S	σ_R			
変動係数			V_{σ_y}	V_A	$V_{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y}}$

表－7 抵抗側不確定要因と解析に用いた確率変数の統計量

抵抗側 不確定要因	分類等	道示規定値の基準となる 値または式（以下、基準値）	データ 数	平均値	標準	変動	備 考
				基準値	偏差	係数	(参考文献等)
材料 強度	鋼材降伏強度	全鋼種、全板厚	JIS規格下限値	78901	1.232	0.1011	0.0821 文献(14), 下限値有
	自由突出板の 圧縮座屈強度	$R \leq 0.7$	$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0$	24	1.068	0.0775	0.0726 文献(8)
		$0.7 < R \leq 1.1$	$\sigma_{cr} / \sigma_y = 0.5 / R^2$	25	2.561R -0.730	0.106R +0.001 (2.561R -0.730)	R:座屈領域R>0.7の 統計量はRの関数 として与えた
	横倒れ座屈強度	$\alpha \leq 0.2$ $0.2 < \alpha$	$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0$ $\sigma_{cr} / \sigma_y = 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2)$	221	1.302	0.1706	0.1310 文献(8) α :座屈パラメータ
断面 定数	板厚誤差	板厚 $t \leq 100\text{mm}$	板厚公称値	160980	1.002	0.0121	0.0121 文献(14)(15), 上下限値有
	板取(板幅)誤差	—	板幅公称値	—	1.000	0	0 確定値として扱う
	床版厚誤差	合成桁の床版	床版厚公称値	—	1.050	0.0120	0.0114 文献(16)
鋼材物理定数	弾性係数	200000N/mm ²	—	1024	0.999	0.0450	0.0450 文献(17)
	ポアソン比	0.30	—	588	0.937	0.0850	0.0910 文献(17)

3) 腹板の曲げにともなうせん断強度

$$Z = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{web} - (S_D + S_L) \quad (5)$$

4) 単純合成桁の曲げモーメントおよび軸力によるフランジ垂直引張強度

$$Z = \sigma_y \cdot \left(\frac{M_S}{I_S} y_{SL} + \frac{M_{VD} + M_L}{I_V} y_{VL} + \frac{P_\phi}{A_{V1}} + \frac{M_\phi}{I_{V1}} y_{V1L} + \frac{P_2}{A_{V2}} + \frac{M_{V2}}{I_{V2}} y_{V2L} + \frac{P_1}{A_V} + \frac{M_V}{I_V} y_{VL} \right) \quad (6)$$

5) 単純合成桁の曲げモーメントおよび軸力によるフランジ垂直圧縮強度（合成前）

$$Z = \sigma_y \cdot \min \left(\frac{\sigma_{cr}^{\text{自由突出板}}}{\sigma_y}, \frac{\sigma_{cr}^{\text{横倒れ}}}{\sigma_y} \right) - \frac{M_S}{I_S} y_{SU} \quad (7)$$

6) 単純合成桁の曲げモーメントおよび軸力によるフランジ垂直圧縮強度（合成後）

$$Z = \sigma_y \cdot \left(\frac{M_S}{I_S} y_{SU} + \frac{M_{VD} + M_L}{I_V} y_{VU} + \frac{P_\phi}{A_{V1}} + \frac{M_\phi}{I_{V1}} y_{V1U} + \frac{P_2}{A_{V2}} + \frac{M_{V2}}{I_{V2}} y_{V2U} + \frac{P_1}{A_V} + \frac{M_V}{I_V} y_{VU} \right) \quad (8)$$

ここに示した記号については本文の最後に付録としてまとめる。

4.3 抵抗側及び荷重側不確定要因別の確率変数

本文中で仮定した不確定要因別確率変数の基準値、平均値（既存文献から引用した実験データから求められた平均値）、標準偏差、変動係数について、抵抗側・荷重側に分けて、それぞれ表－7、8に示す。表中の標準偏差と変動係数は、各不確定要因の基準値で除すことで無次元量として表している。信頼性指標 β 試算上の分布形はいくつか考えられるが、ここでは最も標準的に取扱いが容易な正規分布と仮定した。ただし、モンテカルロシミュレーションについては、備考欄に示すように確率変数によっては上下限を考慮している。4.2 節に示した性能関数中の断面積 A や断面2次モーメント I の統計量につ

いては、板厚誤差と板取誤差を構成断面に対応した形で与え、座屈耐力のばらつきについては、鋼材降伏強度、板厚誤差、板取誤差、鋼材物理定数の組合せによる座屈パラメータのばらつきと座屈強度のばら

表－8 荷重側不確定要因と解析に用いた確率変数の統計量

荷重側 不確定要因	分類等	道示規定値の規準となる 値または式（以下基準値）	データ 数	平均値 基準値	標準 偏差	変動 係数	備 考 （参考文献等）
死荷重	鋼重(全鋼種)	公称体積×単位重量(77.0kN/m ³)	160980	1.002	0.0121	0.0121	文献14)
	鉄筋コンクリート床版重量	公称体積×単位重量(24.5kN/m ³)	不明	1.050	0.0138	0.0131	文献16)
	舗装重量	公称体積×単位重量(22.5kN/m ³)	不明	1.030	0.0500	0.0485	文献16)
	地覆・壁高欄・歩車道境界	公称体積×単位重量(24.5kN/m ³)	—	1.050	0.0138	0.0131	RC床版と同じとする
	鋼製高欄(金属製高欄)	規定無し: 0.5kN/m (1高欄当り)	—	1.000	0	0	確定値として扱う
活荷重	B活荷重	L活荷重	道示 I 2.2.2活荷重	—	1.0～2.5	0	パラメータとする
	衝撃係数	$i=20/(50+L)$ L: 支間長(m)	—	—	—	—	—
不静定力	コンクリートの クリープの影響	クリープ係数	2.0	—	1.000	0	0
	コンクリートの 乾燥収縮の影響	クリープ係数	4.0	—	1.000	0	0
	最終収縮度	20×10^{-5}	—	1.000	0	0	確定値として扱う
	鋼の線膨張係数	12×10^{-6}	—	1.000	0	0	(不静定力に関する 統計データが未収集 のため)
	コンクリートの 温度変化の影響	鋼の線膨張係数	12×10^{-6} : 合成桁 (10×10^{-6})	—	1.000	0	0
	温度差	±10度	—	1.000	0	0	0

表－9 活荷重載荷シミュレーションによるB活荷重(L活荷重)に対する最大曲げモーメントの比

支間長	大型車 混入率	1車線分		2車線分	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
20m	20%	1.58	0.017	1.29	0.061
	40%	1.58	0.017	1.35	0.054
60m	20%	1.85	0.097	1.24	0.058
	40%	1.99	0.101	1.38	0.054

つきを組み合わせ与えている。

活荷重については、文献 18)に車両重量実態調査データ(1984年、国道357号有明)を基にした活荷重載荷シミュレーションによる設計供用期間中の活荷重最大断面力の検討が実施されており、極値Ⅰ型確率紙上でL-20荷重に対する支間長20m、60mの単純梁支間中央における1車線載荷時の最大曲げモーメント比が検討されている。また、2車線載荷時についても1車線載荷時の最大曲げモーメント比の確率密度分布を利用し、たたみ込み積分することにより2車線載荷時の最大曲げモーメント比を求めている。この文献 18)の結果を用いて渋滞回数600回/日、設計供用期間100年として、べき乗則により単純梁支間中央におけるB活荷重に対する最大曲げモーメントの比を求めると、表－9のようになり、1車線では最大約2.0、今回対象とした2車線では最大約1.4(2車線の合計値)となる。以上のように最大曲げモ

ーメント比は、想定条件によって大きく異なることから、本文では表－9を参考に、設計供用期間中の活荷重断面力最大値とB活荷重による断面力の比(以下、活荷重断面

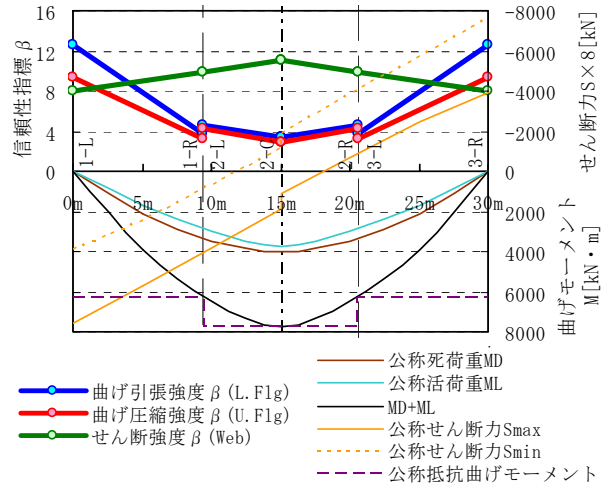
力比)を、活荷重の影響を把握するため1.0～2.5まで0.5きざみでパラメータ(確定値)として与えることとした。

4.4 試算結果と考察

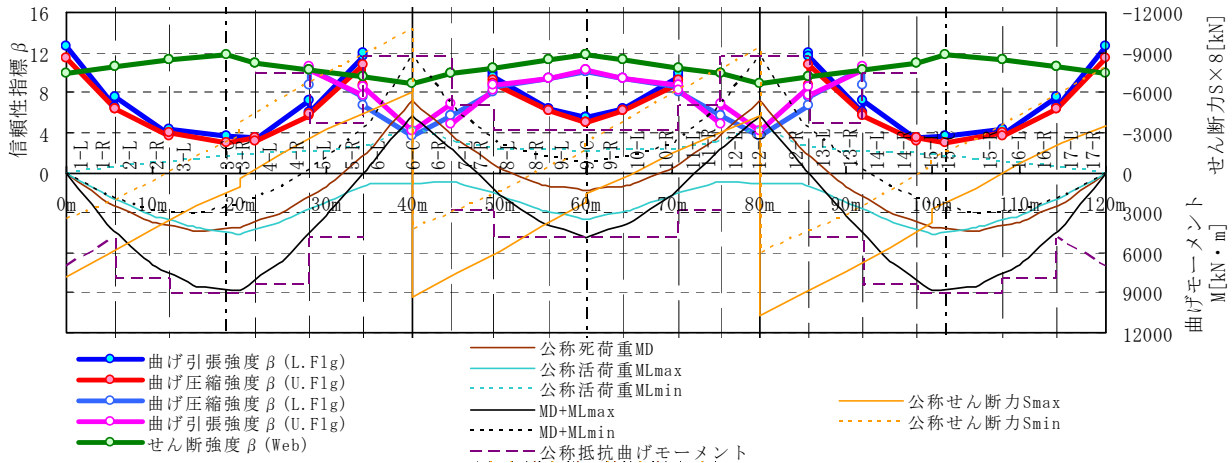
(1) 非合成桁における信頼性指標 β

1) 照査部位・項目別の信頼性指標 β の傾向

図－6(a)(b)に活荷重断面力比を2.0とした場合のモンテカルロシミュレーションによる信頼性指標 β の算出結果を示す。図中の β については、○印の位置(断面変化位置、断面力極値位置)で解析しており、それらの間



(a)支間長30mの単純非合成桁の場合 (S-NN-30)



(b)支間長40mの連続非合成桁の場合 (C-NN-40)

図－6 主桁(外桁)における β の支間方向の変化

表－１０ 解析手法の違いによる β の比較

活荷重 断面力 比	曲げ圧縮強度の β						曲げ引張強度の β					
	L=30m		L=40m		L=50m		L=30m		L=40m		L=50m	
	β	比率	β	比率	β	比率	β	比率	β	比率	β	比率
1.0	5.9	1.16	5.9	1.16	5.9	1.17	6.3	0.97	6.3	0.97	6.3	0.97
	5.1		5.1		5.1		6.5		6.5		6.5	
1.5			4.6	1.12					5.0	0.97		
			4.1						5.1			
2.0			3.5	1.08					3.7	0.97		
			3.2						3.8			
2.5			2.4	1.04					2.4	0.97		
			2.3						2.5			

凡例： AFOSM法の β 値 ①
モンテカルロシミュレーションの β 値 ②

①/②は直線補間している。

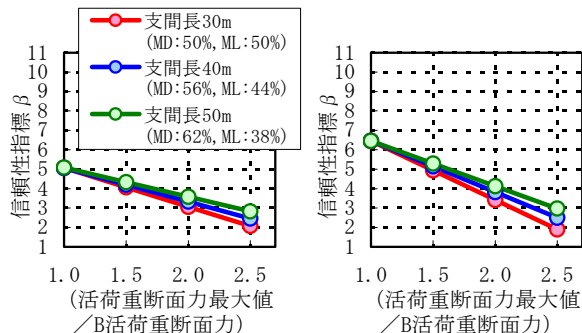
曲げ圧縮・引張強度に関して断面力に対する余裕が小さな部位の β は、現行設計と同様に支間中央部と断面変化位置で3.0～3.8であり、端支点上で曲げモーメントが0となる位置では、抵抗側の要因のみで β が決定され9以上となっている。曲げ圧縮強度と曲げ引張強度では、桁全体に渡って曲げ圧縮強度の β が小さくなっている。これは、表－4に示すように桁断面がほぼ対称断面であることから、圧縮強度の性能関数(式(4))に含まれる座屈強度のばらつきの影響と考えられる。

せん断強度に関しては、試設計(表－4参照)において腹板の断面決定要因となっていないため、せん断強度の照査に対する β はフランジの曲げ圧縮引張強度の場合と比較して大きい。 β の値は8.0(支点上)～11.1(支間中央)となっている(図－6(a))。このため、以降の検討では曲げモーメントに対する照査のみに着目する。

2) 解析手法の違いによる信頼性指標 β の比較

表－10に、AFOSM法とモンテカルロシミュレーションによる β を比較して示す。曲げ引張強度については、手法の違いによる β の差はほとんど無く、これは後述するが、不確定要因のうち鋼材降伏強度のばらつきの影響が支配的であることによると考えられる。一方、曲げ圧縮強度については、 β に0.1～0.8の差がみられるが、鋼材降伏強度と座屈強度の2要因のばらつきの影響が大きく、AFOSM法とモンテカルロシミュレーションの解析手法の違いによる破壊点の違いが β の差に現れたこと、また、座屈強度の性能関数での取扱いが両者で異なることが両者の β の差の要因と考えられる。

3) 支間長(死活荷重比率)と信頼性指標 β の関係



(a) 上フランジ曲げ圧縮強度 (b) 下フランジ曲げ引張強度
図－7 非合成単純I桁 (S-NN-30,40,50) の β

図－7にモンテカルロシミュレーションにより解析した場合の支間長の違いによる β と活荷重断面力比の関係を示す。活荷重断面力比が大きくなると β が直線的に小さくなっており両者は線形関係にあることが読み取れる。また、支間長(死活荷重比率)が大きくなるにつれて、活荷重断面力比に対する β の変化量は小さくなる傾向にある。

4) 確率変数のばらつきが信頼性指標 β に及ぼす影響

不確定要因として用いた各確率変数のばらつきが信頼性指標 β に与える影響(感度)を把握するため、AFOSM法により算定された各確率変数の感度係数 α_i を確認した。また、モンテカルロシミュレーションにおいて、各確率変数を確定値(表－7, 8中の基準値)とした場合の信頼性指標 β の変化を確認した。検討対象は基本ケース(S-NN-40)とし、照査部位・項目は支間中央における曲げ圧縮強度(上フランジ)及び曲げ引張強度(下フランジ)とした。

(i) AFOSM法における感度係数 α_i の比較

表－11(a)(b)に、AFOSM法において考慮した荷重側及び抵抗側の不確定要因に対する感度係数を示す。

曲げ圧縮強度の場合、感度係数は絶対値の大きい順に鋼材降伏強度、座屈強度と続くが、これら2項目以外は1桁以上数値が離れており、これは表－7, 8の不確定要因の統計量の内、標準偏差が大きい項目と対応している。活荷重を確定値(1.0～2.5)としているため、感度係数の割合は意味を持たないが、抵抗側不確定要因のばらつきに関して言えば、鋼材降伏強度と座屈強度が信頼性指標 β に与える影響が大きいと考えられる。

曲げ引張強度の場合、鋼材降伏強度以外は1桁以上数値が離れており、抵抗側不確定要因のばらつきに関しては、鋼材降伏強度が信頼性指標 β に与える影響が大きいと考えられる。

(ii) モンテカルロシミュレーションにおける各確率変数の感度比較

表－12に、不確定要因を全て考慮して算出した β に対して、各確率変数を確定値とした場合の信頼性指標 β の変化をまとめる。 β の変動比率が大きい順に鋼材降伏点、座屈強度、床版・地覆の死荷重となっており、それ

表－11 AFOSM法における感度係数

(a) 上フランジ曲げ圧縮強度の感度係数 α_i

活荷重 断面力 比	β 値	荷重側不確定要因			抵抗側不確定要因				
		鋼重	床版・ 地覆	舗装	鋼材降 伏強度	座屈 強度	上フラン ジ板厚	下フラン ジ板厚	ウェブ 板厚
1.0	5.9	-0.010	-0.028	-0.024	0.804	0.590	0.055	0.008	0.010
1.5	4.6	-0.009	-0.025	-0.022	0.780	0.622	0.062	0.009	0.011
2.0	3.5	-0.009	-0.024	-0.020	0.766	0.638	0.067	0.010	0.012
2.5	2.4	-0.008	-0.022	-0.019	0.757	0.649	0.072	0.010	0.013

(b) 下フランジ曲げ引張強度の感度係数 α_i

活荷重 断面力 比	β 値	荷重側不確定要因			抵抗側不確定要因			
		鋼重	床版・ 地覆	舗装	鋼材降 伏強度	上フラン ジ板厚	下フラン ジ板厚	ウェブ 板厚
1.0	6.3	-0.010	-0.027	-0.024	0.998	0.008	0.055	0.010
1.5	5.0	-0.010	-0.027	-0.024	0.997	0.010	0.067	0.012
2.0	3.7	-0.010	-0.027	-0.024	0.996	0.011	0.078	0.014
2.5	2.4	-0.010	-0.027	-0.024	0.995	0.013	0.090	0.016

表－12 各確率変数を確定値とした場合の β の変化

確定値とした 確率変数	照査項目 照査部位	曲げ圧縮強度 上フランジ				曲げ引張強度 下フランジ				
		活荷重断面力比				活荷重断面力比				
R1	鋼材降伏強度 σ_y	β 値	5.06	4.15	3.23	2.32	6.46	5.14	3.82	2.51
		変動比率	1.19	1.05	0.83	0.44	7.50	6.38	4.49	0.62
R2	断面性能としての 鋼材板厚 t	β 値	5.07	4.15	3.23	2.32	6.49	5.16	3.84	2.51
		変動比率	1.001	1.001	1.000	0.999	1.005	1.005	1.004	1.002
R3	座屈 鋼材板厚 t	β 値	5.06	4.15	3.24	2.32				
		変動比率	1.001	1.001	1.001	1.000				
R4	鋼の弾性 係数 E	β 値	5.06	4.15	3.23	2.32				
		変動比率	1.000	1.000	1.000	1.000				
R5	鋼のボア ソン比 ρ	β 値	5.06	4.15	3.23	2.32				
		変動比率	1.000	1.000	1.000	1.000				
R6	自由突出板座屈 強度 σ_{cr}/σ_y	β 値	6.46	5.14	3.81	2.49				
		変動比率	1.276	1.238	1.179	1.074				
S1	鋼重 D_s	β 値	5.06	4.15	3.24	2.32	6.46	5.14	3.82	2.51
		変動比率	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.001	1.001
S2	床版・地覆 D_c	β 値	5.13	4.22	3.31	2.39	6.56	5.24	3.92	2.61
		変動比率	1.014	1.017	1.022	1.031	1.016	1.020	1.027	1.041
S3	舗装 D_w	β 値	5.07	4.16	3.25	2.33	6.47	5.16	3.84	2.52
		変動比率	1.002	1.003	1.003	1.005	1.003	1.003	1.004	1.006

注1) 表中の青色網掛けは、感度の大きい不確定要因を示し濃い色程感度が大きい
注2) 変動比率とは、全ての不確定要因を考慮した場合の β 値に対する比

β の変動比率	5%以上	2%以上5%未満	1%以上2%未満	1%未満
---------------	------	----------	----------	------

表－13 影響度の大きい確率変数を考慮した場合の β の変化

感度解析対象 不確定要因	照査項目	曲げ圧縮強度				曲げ引張強度				
	照査部位	上フランジ				下フランジ				
		1.0	1.5	2.0	2.5	1.0	1.5	2.0	2.5	
不確定要因を全項目考慮した β		5.06	4.15	3.23	2.32	6.46	5.14	3.82	2.51	
1	σ_y	β 値	6.60	5.27	3.94	2.61	6.61	5.29	3.96	2.63
		変動比率	1.305	1.271	1.219	1.127	1.024	1.029	1.036	1.050
2	$\sigma_y, \sigma_{cr}/\sigma_y$	β 値	5.15	4.24	3.32	2.40	6.61	5.29	3.96	2.63
		変動比率	1.018	1.021	1.026	1.035	1.024	1.029	1.036	1.050
3	$\sigma_y, D_c, \sigma_{cr}/\sigma_y$	β 値	5.08	4.16	3.25	2.33	6.51	5.18	3.86	2.53
		変動比率	1.004	1.004	1.004	1.004	1.008	1.009	1.009	1.009
4	$\sigma_y, D_c, t, \sigma_{cr}/\sigma_y$	β 値	5.08	4.16	3.25	2.33	6.48	5.16	3.84	2.52
		変動比率	1.003	1.003	1.004	1.005	1.003	1.004	1.005	1.007

注) 変動比率とは、全ての不確定要因を考慮した場合の β 値に対する比
 β の変動比率 5%以上 2%以上5%未満 1%以上2%未満 1%未満

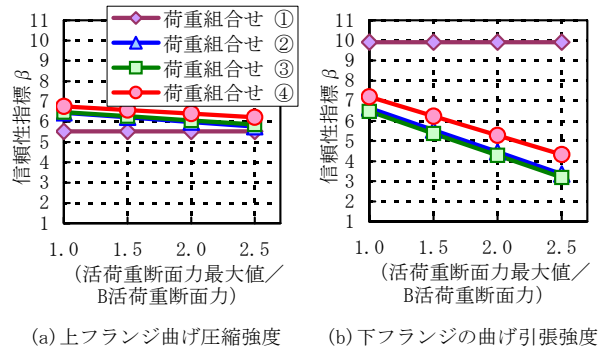
ら以外の項目については β の変動比率が1%以下であり、信頼性指標 β への影響度の傾向は、AFOSM法の感度係数の傾向と一致している。

以上の結果を踏まえて、影響度の大きい項目のみを考慮して β を算出した結果を表－13に示す。表中の不確定要因の組合せ順序は、 β への影響度が大きい順（表－12の青色の項目）とした。抵抗側不確定要因については、鋼材降伏強度・座屈強度を考慮すれば、全ての不確定要因を考慮した β とほぼ同値となっていることがわかる。なお、鋼材降伏強度・座屈強度・床版地覆の死荷重・鋼板の板厚の不確定要因に限定して、式(2)を用いた場合の β の算出も行っているが、表－13の結果とほぼ同値となった。これは、本文で対象とする不確定要因の確率分布を基本的に正規分布と仮定しているためであり、確率変数に関して厳密な分布形を取り扱わず、正規分布とする仮定の下では一般的な式による β の評価でも、AFOSM法やモンテカルロシミュレーションによる場合と、ほぼ同等の結果が得られるものと考えられる。

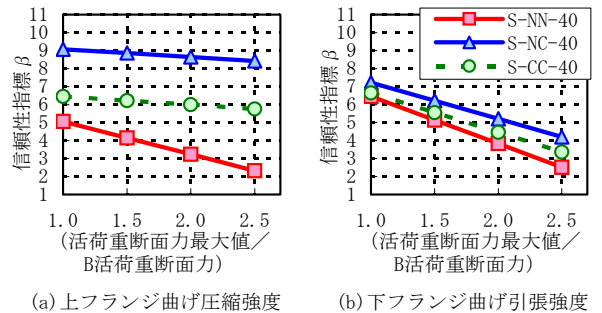
(2) 合成桁における信頼性指標 β

図－8に、単純合成I桁橋(S-CC-40)における支間中央断面の曲げ圧縮・引張強度を対象として、モンテカルロシミュレーションにより算出した β と活荷重断面力比の関係を示す。

曲げ引張強度については、非合成桁橋における β （図



図－8 単純合成I桁 (S-CC-40) の β



図－9 床版と鋼桁の合成作用の取扱いの違いによる β の比較

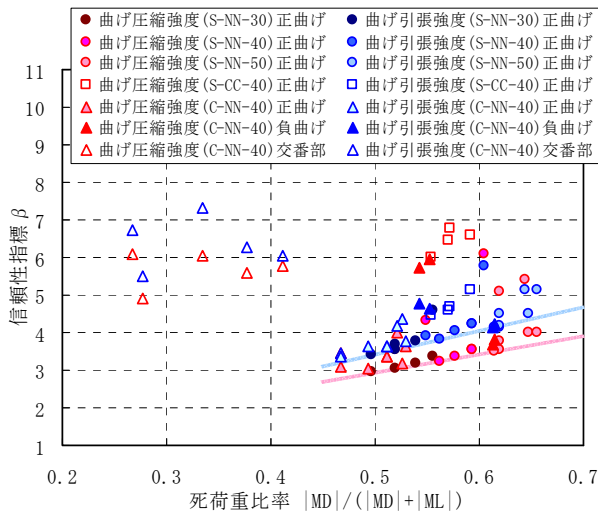
－7(b)参照) とほぼ同じ値となっている。曲げ圧縮強度については、合成前の荷重組合せ①の場合の β が小さいことがわかる。また、合成後については、非合成桁橋における β が2.3～5.1であるのに対して、合成桁橋における β （荷重組合せ②）は床版の合成効果により6前後と大きくなっている。また、死荷重以外のばらつき等を考慮していないという前提の下であるが、曲げ圧縮・引張強度ともに、荷重組合せ②～④（許容応力度の割増係数を考慮）の違いによる β の違いは小さい。

(3) 床版と鋼桁の合成作用の取扱いの違いによる信頼性指標 β の比較

図－9に、床版と鋼桁との合成作用の扱いの違いの影響を把握するため、支間長40mの単純I桁橋(S-NN-40)における支間中央断面の曲げ圧縮・引張強度を対象として、モンテカルロシミュレーションにより信頼性指標 β を算出した結果を示す。S-NN-40（非合成桁橋）とS-NC-40（非合成桁橋として設計、ただし合成挙動を想定し断面力を算出）を比較すると、S-NC-40の方の β が特に曲げ圧縮強度に関して大きくなっている。これは床版を抵抗断面として考慮する分、桁の中立軸が上フランジ寄りにシフトし、中立軸に近い上フランジ側の応力の変化が下フランジ側と比較して大きいこと、また、上フランジについては床版によるフランジの固定を考慮した（自由突出板として局部座屈しないため、座屈強度 $\sigma_{cr}/\sigma_y=1$ （確定値）として扱う）ことによる。

(4) 鋼I桁全般の信頼性指標 β

図－10に今回対象とした橋梁について、外桁・内桁



図－１０ 検討対象橋梁の断面決定部位の β

の断面決定部位（公称抵抗曲げモーメントに対して公称曲げモーメントの余裕が小さな部位）の全箇所を対象として、モンテカルロシミュレーションによる信頼性指標 β の算出結果を死荷重比率別に示す。ここで、活荷重断面力比は 2.0 としている。

図中の死荷重比率 0.45 以上の範囲は、死荷重と活荷重による曲げモーメントが常に同符号であり、 β は 3～7 となっている。また、死荷重比率が 0.45 以下の範囲は、連続桁において活荷重の載荷位置により曲げモーメントが交番する部位で、 β は 5～7.5 となっている。死荷重比率 0.45 以上の範囲に着目すると、非合成桁の場合、曲げ圧縮・引張強度それぞれの死荷重比率毎の β の下限値は、図中の実線の様に表される。このことから、 β の下限値は死荷重比率が大きくなるに従い直線的に大きくなる傾向が見て取れる。なお、同一照査部位に着目すると、 β と活荷重断面力比の関係は線形関係にあり（図－7～9 参照）、活荷重断面力比 0.5 の変化に対し、 β の値は曲げ圧縮強度では非合成桁の場合 1.0 程度、合成桁の場合 0.3 程度、曲げ引張強度では合成・非合成桁によらず 1.4 程度変化している。

5. 目標信頼性指標 β_T に対する部分係数の検討

部分係数を算定する上で、目標となる信頼性指標 β_T を設定する必要があるが、そのための一手法として現行設計法に基づいて設計された橋梁群の β を基に算出する方法がある。前述のとおり、鋼 I 桁橋における β は、活荷重断面力比によって変わるため、まず活荷重断面力比を設定する必要がある。しかしながら、活荷重断面力比を設定するだけの詳細検討を行っていないので、ここでは国際規格、海外基準において与えられている 3～4 程度の数値を参考に、仮に β_T を 3.5 と想定した場合の抵抗側の部分係数の試算を行った。なお、3.5 という値は、

図－10 に示したとおり現橋の桁の曲げ圧縮・引張強度に対する β の下限側に近い値である。対象橋梁は表－1 に示した検討ケースとし、断面決定部位である支間中央断面に着目し、曲げ圧縮・引張強度の照査を対象とした。

5.1 検討方法

基本となる照査式は次式で与えられる。

$$\gamma_D D_k + \gamma_L L_k \leq \frac{\phi R_k}{\gamma_a} \quad (9)$$

ここに、

γ_D, γ_L, ϕ : 死荷重係数, 活荷重係数, 抵抗係数

γ_a : 全体調整係数（ここでは、仮に 1.0 とする）

D_k, L_k, R_k : 死荷重, 活荷重, 抵抗を断面力もしくは応力で表現した基準値（公称値）

表－7, 8 で示した不確定要因では考慮されない照査式中の不確定要因（構造解析の不確実性、構造物のモデル化の信頼性、限界状態以降の橋への影響の重要度等）や構造物の重要度等については別途考慮することが必要である。ここではそれを γ_a として式中に与えることとしたが、具体的な数値の設定については今後の課題である。

また、信頼性指標 β は、式(2)における荷重(S)を〔死荷重(D)+活荷重(L)〕とおくことにより次式で与えられる。

$$\beta = \frac{\bar{R} - (\bar{D} + \bar{L})}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \quad (10)$$

ここに、

$\bar{D}, \bar{L}, \bar{R}$: 死荷重, 活荷重, 抵抗を断面力もしくは応力で表現した平均値

$\sigma_D, \sigma_L, \sigma_R$: 死荷重, 活荷重, 抵抗を断面力もしくは応力で表現した標準偏差

文献 5)6) を参考に以下の式展開を行った。

式(9)の右辺と左辺が等しいとして式変形すると、

$$\phi = \frac{1}{R_k} \gamma_a (\gamma_D D_k + \gamma_L L_k) \quad (9')$$

が得られる。また、式(10) 中の β を目標信頼性指標 β_T に置き換えて式変形すると、

$$1 = \frac{\bar{R}}{(\bar{D} + \bar{L}) + \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_D^2 + \sigma_L^2}} \quad (10')$$

が得られる。式(9')を式(10')の右辺及び左辺によりそれぞれ除して整理すると、抵抗側の部分係数（以下、抵抗係数） ϕ は次式で与えられる。

$$\phi = \frac{\bar{R}}{R_k} \gamma_a (\gamma_D D_k + \gamma_L L_k) \quad (11)$$

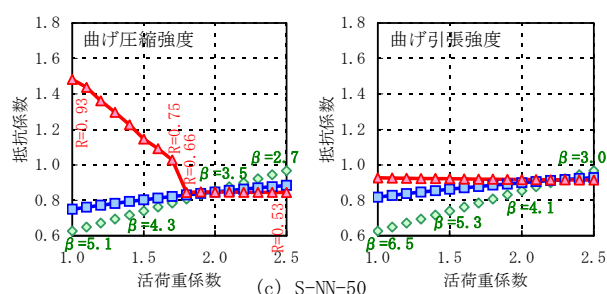
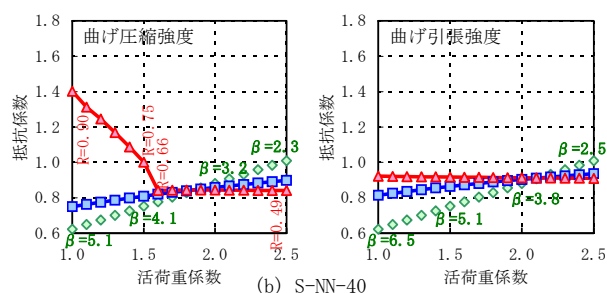
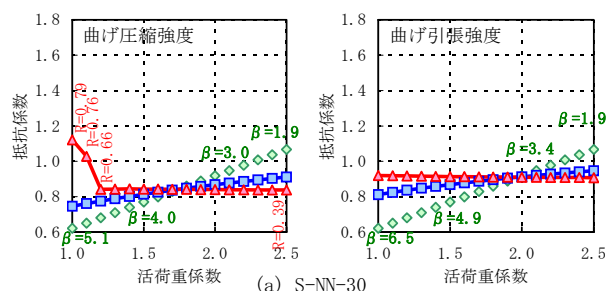
この式(11)に対して、2方法により抵抗係数 ϕ の算出を試みた。

一つは、式(11)において、試験結果に基づく死荷重、活荷重、抵抗の基準値（公称値）・平均値・標準偏差を表一7、8により与え、活荷重係数は、活荷重断面力比と同値として1.0～2.5と0.1きざみでパラメータ（死荷重係数は、1.1に固定）とすることにより、抵抗係数 ϕ を算出するものである（以下、Case1：断面未変更）。

もう一つは、式(11)により算出するのは同じであるが、抵抗の基準値（公称値）・平均値・標準偏差の与え方を変えたものである。すなわち、シミュレーションにより算出した同一部位における曲げ圧縮強度に対する β と曲げ引張強度に対する β が、同時に β_T となるように上下フランジの板厚を変化させることにより得られた抵抗断面を基に統計量を与えるものである（以下、Case2：断面変更）。ただし、抵抗断面の変化にともなう死荷重や活荷重の変化は小さいと考えられるので、これらは変化しないものと仮定した。

5.2 試算結果と考察

図一11に単純非合成I桁における抵抗係数を、図一12に連続非合成I桁における抵抗係数を、図一13に



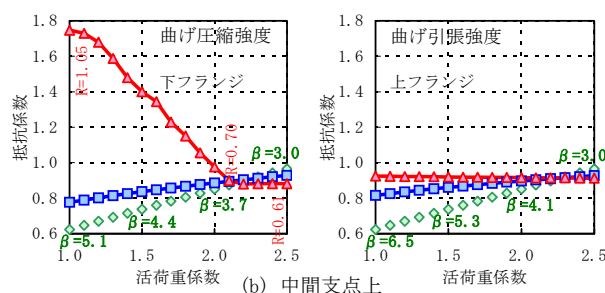
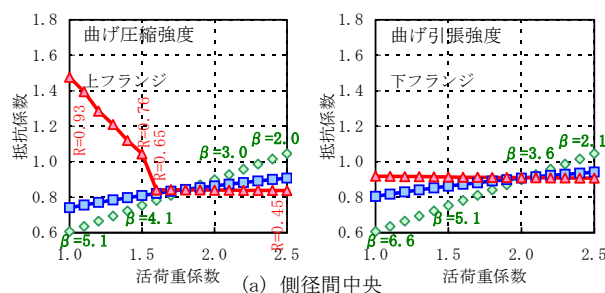
注) グラフ中のRは自由突出板の座屈パラメータ
 $\diamond \beta T = \text{現橋} \beta$
 $\square \beta T = 3.5: \text{Case1 (断面未変更)}$
 $\triangle \beta T = 3.5: \text{Case2 (断面変更)}$

図一11 単純非合成I桁の場合の抵抗係数 ϕ 試算結果

単純合成I桁における抵抗係数を検討ケース別に示す。図中には、参考までに、目標信頼性指標 β_T を現橋の β と同値にした場合のケースを合わせて示す。この場合、活荷重係数が大きくなるにつれて、 β は小さくなるとともに、抵抗係数は構成される抵抗断面が現行と同じであるため、大きくなる傾向にある。

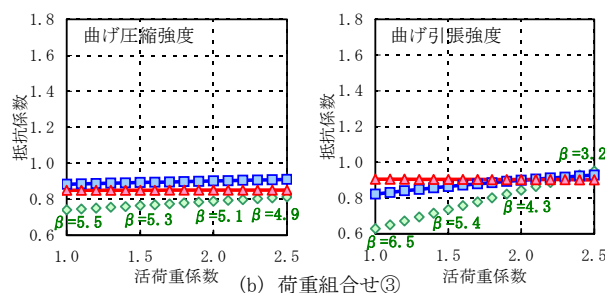
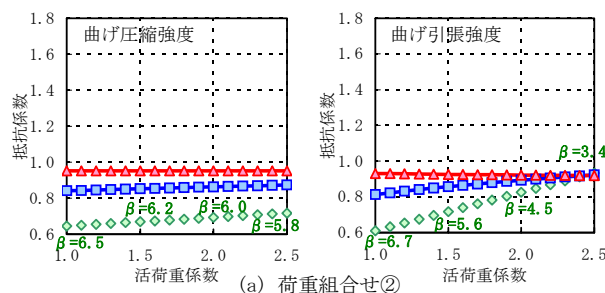
(1) 単純非合成I桁橋の場合の抵抗係数

曲げ引張強度と曲げ圧縮強度の自由突出板座屈パラメータRが0.7以下について着目すると、Case2（断面変更）の方が、Case1（断面未変更）と比較して、活荷重係数に対する抵抗係数の変動は小さい傾向にある。



注) グラフ中のRは自由突出板の座屈パラメータ
 $\diamond \beta T = \text{現橋} \beta$
 $\square \beta T = 3.5: \text{Case1 (断面未変更)}$
 $\triangle \beta T = 3.5: \text{Case2 (断面変更)}$

図一12 連続非合成I桁の場合の抵抗係数 ϕ 試算結果



注) グラフ中のRは自由突出板の座屈パラメータ
 $\diamond \beta T = \text{現橋} \beta$
 $\square \beta T = 3.5: \text{Case1 (断面未変更)}$
 $\triangle \beta T = 3.5: \text{Case2 (断面変更)}$

図一13 単純合成I桁の場合の抵抗係数 ϕ 試算結果

Case1 の場合、計算過程において、現橋の断面力及び断面諸元を変えずに、 β のみを β_T に変えて抵抗係数 ϕ を計算しているため、式(11)における抵抗側の基準値(公称値)・平均値・標準偏差が $\beta_T=3.5$ を再現する断面諸元の統計量とは異なる可能性があるとともに、同式(曲げ圧縮・引張強度の両者に対して $\beta_T=3.5$)を満足する実際の断面が存在するかどうか不明確である。Case2 では、この点を解消することを意図しており、フランジ板厚を変更して曲げ圧縮強度と引張強度の β が、同時に β_T となるように断面を繰り返し計算により設定している(断面板厚については、0.001mm きざみで変化させているため、必ずしも市場に流通している板厚とはならない)。以上の計算方法の違いが両者の違いとなって現れているものと推測される。なお、Case2 の場合も、実際の設計において、同様な断面諸元を選定しない場合には、図中の ϕ を用いて設計を行ったとしても、 $\beta_T=3.5$ を確保可能かどうかは不明確であり、今後設定した部分係数に基づく試設計を行い、再度 β を算出することで係数の妥当性を検証していく必要がある。また、Case1 については、Case2 と比較して簡易に抵抗係数を算出でき、かつCase1 による抵抗係数の変動幅が概ね0.15 程度であることから、実質的に差は小さいとの見方もできる。なお、Case1 とCase2 とともに、活荷重係数2.0 程度で、抵抗係数は、ほぼ同値となっている。これは、現橋の β が活荷重断面力比2.0 程度で、 $\beta_T (=3.5)$ に近かったためと考えられる。

次に、Case2 に着目し照査項目別に抵抗係数を見ると、曲げ引張強度の抵抗係数は支間長によらず0.9 程度の一定値となり、曲げ圧縮強度の抵抗係数は、自由突出板の座屈パラメータ R が0.7 より大きい場合を除き、0.85 程度の一定値となっている。 R が0.7 より大きい部分で抵抗係数が他方より大きくなっているが、この理由としては、表-7 に示すとおり平均値/基準値と標準偏差が R に対して一定値ではなく、関数として与えられているためと考えられる。今後の課題であるが、 R の値によらずほぼ一定の抵抗係数を得るためには、基準となる耐荷力曲線を実験データの統計量と整合させる必要があると考えられる。なお、 R が0.7 より大きくなる理由は、今回の検討では断面変化をフランジ板厚のみで行ったことによるものである。

(2) 連続非合成 I 桁橋の場合の抵抗係数

連続桁であるため、側径間中央と中間支点上で曲げ圧縮・引張強度が上下フランジで逆転するが、曲げ引張強度の抵抗係数に関しては、図-11 の単純非合成 I 桁のケースと同様の傾向が見られる。

Case2 の曲げ圧縮強度の抵抗係数については、抵抗係数は0.84~1.75 となり、前述と同様に自由突出板座屈パラメータの影響により変動が見られる。また、中間支点上の下フランジは横倒れ座屈の影響も含まれるため、単

純非合成 I 桁橋の場合と比較して、抵抗係数の傾向が異なっている。

(3) 単純合成 I 桁橋の場合の抵抗係数

曲げ引張強度の抵抗係数に関しては、図-11, 12 の非合成 I 桁のケースと同様の傾向が見られる。

曲げ圧縮強度の抵抗係数に関しては、上フランジが床版に直接接していることから、座屈の影響がなく座屈強度 $\sigma_{\phi}/\sigma_y=1$ (確定値)としているため、必然的に活荷重係数によらず一定値となる。

以上の試算結果より、抵抗係数を0.05 きざみで表すと、鋼 I 桁橋における曲げ引張強度の抵抗係数として0.90、非合成 I 桁における曲げ圧縮強度の抵抗係数として0.85 (ただし、 $R \leq 0.7$, R : 自由突出板の座屈パラメータ)が得られた。

6. 結論

部分係数設計法書式に基づく鋼道路橋上部構造の設計法構築のための基礎資料とするため、鋼 I 桁断面の曲げ圧縮強度と曲げ引張強度を主な対象として、現橋の信頼性指標 β と、目標信頼性指標 β_T を与えた場合の抵抗係数の傾向について検討した。本検討によって得られた主な結論を以下にまとめる。

1) 信頼性指標 β の算定手順・手法・条件

- ・信頼性指標 β の算定手順・手法・条件を整理し、標準的な鋼 I 桁橋を対象として、代表的な照査項目である曲げ圧縮・引張強度における β の値の傾向を把握した。また、目標信頼性指標 β_T を与えた場合の曲げ圧縮・引張強度に対する抵抗係数の算定方法・手順を整理し、海外基準を参考に仮定した $\beta_T=3.5$ に対する曲げ圧縮・引張強度に対する抵抗係数の値の傾向を把握した。

2) 信頼性指標 β の検討結果

- ・活荷重断面力比 (活荷重による断面力最大値と B 活荷重による断面力の比) を2.0 とした場合、断面決定部位 (公称抵抗曲げモーメントに対して公称曲げモーメントの余裕が小さな部位) における曲げ圧縮・引張強度に対する β は3~7.5 であった。一方、せん断応力度に関しては、腹板の断面決定要因となっていないため、せん断強度に対する β の値は8.0 (支点上) ~11.1 (支間中央) であった。
- ・上記の β の値は、活荷重断面力比に応じて、線形的に変化し、活荷重断面力比0.5 の変化では曲げ圧縮強度に対して非合成桁で1.0 程度、合成桁で0.3 程度、曲げ引張強度に対して合成非合成桁に関係なく1.4 程度変化することが確認された。
- ・不確定要因として考慮した各確率変数が β に与える影響を検討した結果、抵抗側に関しては、鋼材降伏強度と座屈強度のばらつきが信頼性指標 β に与える影響が

大きく、他の要因（死荷重、板厚等）の影響は小さいことが確認された。これら影響の大きい不確定要因のみを考慮した信頼性指標 β の一般的な算定式（式(2)）においても、AFOSM 法やモンテカルロシミュレーションによる算定結果と比較して、 β に大きな差が見られないことが確認された。

3) 抵抗係数の検討結果

・活荷重係数に対する抵抗係数の変化の傾向を把握した。 β_T を 3.5 と仮定した場合、鋼 I 桁橋における曲げ引張強度の抵抗係数は 0.90、非合成 I 桁における曲げ圧縮強度の抵抗係数として 0.85（ただし、 $R \leq 0.7$ 、 R ：自由突出板の座屈パラメータ）であった。

今後、試算ケースを増やし、本文で得られた結果を精査するとともに、他の照査項目の扱いも含め、 β_T の設定法及び部分係数の設定法について検討を進めていく予定である。

付録

本文中の式(3)～(8)に示す性能関数に使用している記号を以下に示す。また、付録表－1 に単純合成桁の性能関数中の記号を示す。

- M_D ：死荷重による曲げモーメント
- M_L ：活荷重による曲げモーメント
- S_D ：死荷重によるせん断力
- S_L ：活荷重によるせん断力
- σ_y ：鋼材降伏強度
- $\sigma_{cr}^{自由突出板}$ ：自由突出板の座屈耐力
- $\sigma_{cr}^{横倒れ}$ ：桁の横倒れ座屈耐力
- I ：断面 2 次モーメント
- $A_{f\lg-net}$ ：引張フランジの純断面積
- $A_{f\lg-gross}$ ：引張フランジの総断面積
- y_t ：中立軸から引張フランジ縁までの距離
- y_c ：中立軸から圧縮フランジ縁までの距離

付録表－1 単純合成桁の性能関数中の記号一覧

荷重ケース	合成前	合成後		クリープ	乾燥収縮	温度差
作用曲げ	M_S ： 死荷重	M_{VD} ： 死荷重	M_L ： 活荷重	M_ϕ	M_{V2}	M_V
作用軸力	0	0	0	P_ϕ	P_2	P_1
鋼とコンクリートのヤング係数比	—	n=7		n=14	n=21	n=7
鋼断面換算の断面 2 次モーメント	I_S	I_V		I_{V1}	I_{V2}	I_V
中立軸から鋼桁上フランジ上縁までの距離	y_{SU}	y_{VU}		y_{V1U}	y_{V2U}	y_{VU}
中立軸から鋼桁下フランジ下縁までの距離	y_{SL}	y_{VL}		y_{V1L}	y_{V2L}	y_{VL}
鋼断面換算の断面積	A_S	A_V		A_{V1}	A_{V2}	A_V

M_S ：床版重量、ハンチ重量、型枠重量、鋼重
 M_{VD} ：舗装重量、地覆重量、防護柵重量、添架物重量、型枠（撤去）重量

謝辞

本検討を実施するにあたって、日本道路協会における橋梁委員会鋼橋小委員会部分係数設計法 WG の主査 早稲田大学依田照彦教授、同 WG の委員 九州工業大学山口栄輝教授、首都大学東京野上邦栄准教授、大阪大学小野潔助教授、長崎大学中村聖三助教授をはじめとする委員の方々、道路橋示方書改訂スキームワーキング委員山梨大学杉山俊幸教授に貴重なご意見を頂いた。ここに記して感謝する次第である。

参考文献

- 1) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002
- 2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 3) ISO2394：構造物の信頼性に関する一般原則，1998.6.
- 4) AASHTO：AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units Third Edition，2005.
- 5) NOWAK, A. S.：NCHRP Report 368，Calibration of LRFD Bridge Design Code，1999.
- 6) Federal Highway Administration：NHI Course No.13061，Load and Resistance Factor Design for Highway Bridges，Volumes I and II（Version 3.01），1995.12.
- 7) 土木学会：構造物の安全性・信頼性，1976.10.
- 8) 東海鋼構造研究グループ：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，1980.11-12.
- 9) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物，1997.5.
- 10) （社）日本鋼構造協会：土木構造物の性能設計ガイドライン，2001.10.
- 11) 都市局都市計画課長・道路局企画課長通達：道路の標準幅員に関する基準（案），1975.7.
- 12) 建設省：鋼道路橋設計ガイドライン（案），1995.10.
- 13) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，1986.
- 14) 奈良敬，中村聖三，安波博道，川端文丸，塩飽豊明：橋梁向け構造用鋼板の板厚および強度に関する統計調査，土木学会論文集，No.751/I-66，2004.1.
- 15) JIS G3193 熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状，寸法，質量及びその許容差，2005.3.
- 16) （社）日本道路協会：限界状態設計法分科会荷重検討班第一次報告書，1986.11.
- 17) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987.10.
- 18) 藤原稔，岩崎泰彦，田中良樹：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，1988.1.

（2006 年 9 月 11 日受付）