

4. ケーブル安全率の合理化

4.1 橋梁ケーブルの安全率の現状

橋梁に使用されるケーブルの許容応力度の規定は、橋梁形式、使用部位、および材料強度によって分類されている。鋼板の許容応力度には、降伏点を基準強度として 1.7 前後の安全率を見込んだ値が用いられている。一方、ケーブルや PC 鋼線では、それらを構成する高強度鋼線に明確な降伏点がないこと、およびケーブルとして束ねた場合に機械的性質が変化するため、引張強さを基準強度とした許容応力度が規定されている。以下、ケーブルの安全率 γ を、引張強さ/許容応力度として、現状について橋梁形式ごとに述べる。

4.1.1 鋼橋

(1) 吊橋

吊橋に使用されるケーブルには、支間 200m 以下では道路橋示方書、それ以上の支間長では、本州四国連絡橋公団(本四公団ともいう)の上部構造設計基準の安全率が適用されるのが一般的である。表-4.1.1 には、道路橋示方書¹⁾、表-4.1.2 には、上部構造設計基準²⁾における吊橋の主ケーブルおよびハンガーロープの安全率を示す。主ケーブルおよびハンガーロープともに道路橋示方書と上部構造設計基準とで安全率が異なっており、長大支間長を対象とした上部構造設計基準の安全率の方が小さい値となっている。

(2) 斜張橋

斜張橋に使用されるケーブルに対しては、道路橋示方書¹⁾および上部構造設計基準²⁾ともに破断強度に対して安全率 2.5 が規定されている。わが国における最初の本格的なマルチケーブル形式の斜張橋である、かもめ大橋(1975 年、中央支間長 240m、大阪市)では、吊橋に使用される平行線ケーブル(PWS)が使用され、安全率は 3.0 であった。しかし、高い疲労強度を有するソケットを有するケーブルの開発によって、名港西大橋³⁾以降の長大斜張橋のケーブルには安全率 2.5 が採用され

表-4.1.1 道路橋示方書におけるケーブル安全率¹⁾

		安全率
吊橋主ケーブル		3.0
斜張橋ケーブル		2.5
ハンガー	直線部	3.5
	曲線部	4.0

表-4.1.2 本四公団におけるケーブル安全率²⁾

使用部材	ケーブルを構成する鋼線の種類	安全率
吊橋主ケーブル	平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線 (1,570MPa 級鋼線)	2.5
	平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線 (1,770MPa 級鋼線)	明石海峡大橋 : 2.2 それ以外 : 2.5
斜張橋ケーブル	平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線	2.5
ハンガー	平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線など	3.0

ている。これらの実績が現行の基準の根拠となっている。一方、海外では安全率 2.2 が用いられている場合が多く、日本よりも低い安全率となっている。

(3) その他の橋梁形式

ニールセン橋やアーチ橋の吊材として用いられるケーブルは、吊橋のハンガーと同じ安全率 3.0 が用いられるのが一般的である。また、鋼桁とケーブルでトラスを形成したケーブルトラス橋⁴⁾では、斜張橋と同じ安全率 2.5 が採用されている。このように吊橋および斜張橋以外の吊形式橋梁では、使用方法や力学的な挙動に近いケーブルの安全率が使用されている。

4.1.2 PC 橋

PC 橋の場合、ケーブル系橋梁としてのケーブルでは、桁橋に使用されるケーブル、つまり箱断面内に配置された外ケーブル、エクストラドーズド PC 橋あるいは PC 斜張橋に使用される斜ケーブル、さらには桁下に大きく偏心して配置される大偏心ケーブルがある。

PC ケーブルの許容引張強度については、基本的に設計荷重作用時(使用限界状態)において、ケーブルの破断強度の 60% ($0.6f_{pu}$) を越えない限界が設けられている。しかしながら、ケーブルが桁断面の外側に配置される場合には、変動荷重によるケーブルの張力変動は敏感で、特に PC 斜張橋の場合では、その張力変動応力範囲が大きくなることから、一般的に上記許容引張強度を $0.4f_{pu}$ としている。PC 斜張橋やエクストラドーズド PC 橋の設計で重要なことは、PC ケーブルの疲労設計を行う点である¹⁾。

ここで、PC ケーブル(PC 鋼線および PC 鋼より線)の設計疲労強度(f_{prd})は、一般に式(4.1.1)で計算できる。

$$f_{prd} = 280 \frac{10^{ar}}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{pp}}{f_{pud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1.1)$$

ここに、

- f_{pud} : PC ケーブルの設計疲労強度 (N/mm²)
- ar : 疲労寿命に関わる係数で、1.14
- k : 疲労寿命に関わる係数で、0.19
- σ_{pp} : 永久荷重による PC ケーブル応力度
- f_{pud} : PC ケーブルの設計引張強度
- γ_s : PC ケーブルの材料係数 (=1.05)

例えば、道路橋で交通量予測が困難な場合には、活荷重(L荷重)によるケーブルの変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ を指標とした手法がある。この手法では、群集荷重はケーブルの疲労に影響を与えないと考えられるため除外してよく、歩道橋では、ケーブルの疲労設計を省略することができ、ケーブル応力度の制限値は一律に $0.6f_{pu}$ となる。

このケーブルの変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ を指標とした手法は、図-4.1.1 に示すように、既設の PC 斜張橋およびエクストラドーズド PC 橋の実績(最大支間長 250m 程度まで)より、鉛直荷重に対する

ケーブルの分担率 β と活荷重(L荷重)によるケーブルの変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ がほぼ線形的に対応することから、ケーブルの変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ を指標として規定している。

すなわち、道路橋のPCケーブルの疲労設計(設計耐用期間50年、日交通量7万台程度、大型車両混入率50%)による変動応力範囲 $\Delta\sigma_{200eq}$ は、道路橋示方書に基づいた活荷重(L荷重)による変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ の1/3~1/4程度であること、さらには、二次曲げによる変動応力 $\Delta\sigma_{200eq}$ が、疲労設計によるPCケーブルの変動応力範囲 $\Delta\sigma_{200eq}$ の1/2から同程度生じること等を勘案し、変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ を指標として、図-4.1.2を基に、PCケーブルの種類によって張力の制限値を以下のように定めている。

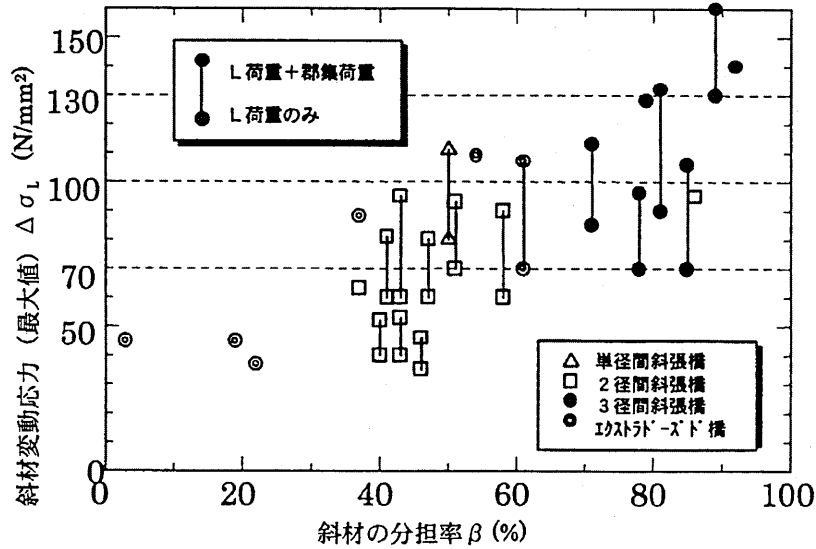


図-4.1.1 ケーブルの分担率 β と変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ の関係(道路橋)

①PC鋼より線(現場製作ケーブル)

$$\Delta\sigma_L \leq 70\text{N/mm}^2 \text{ の場合 ; } f_a = 0.6f_{pu}$$

$$70\text{N/mm}^2 < \Delta\sigma_L \leq 100\text{N/mm}^2 \text{ の場合 ; } f_a = (1.067 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu}$$

$$\Delta\sigma_L > 100\text{N/mm}^2 \text{ の場合 ; } f_a = 0.4f_{pu}$$

②PC鋼線(工場製作ケーブル)

$$\Delta\sigma_L \leq 100\text{N/mm}^2 \text{ の場合 ; } f_a = 0.6f_{pu}$$

$$100\text{N/mm}^2 < \Delta\sigma_L \leq 130\text{N/mm}^2 \text{ の場合 ; } f_a = (1.267 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu}$$

$$\Delta\sigma_L > 130\text{N/mm}^2 \text{ の場合 ; } f_a = 0.4f_{pu}$$

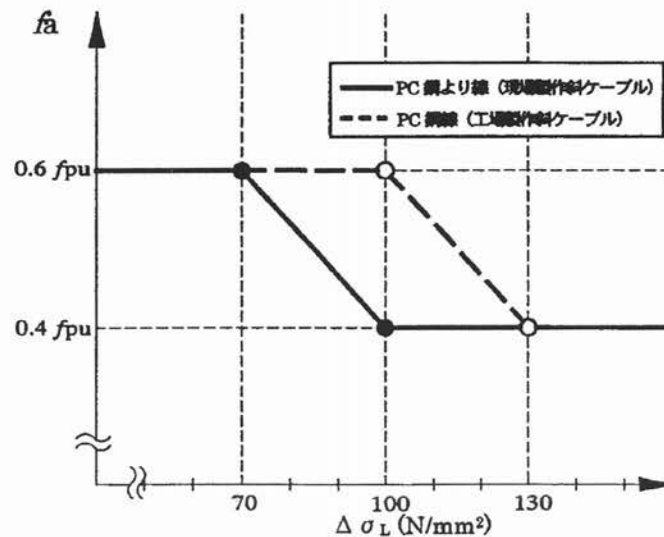
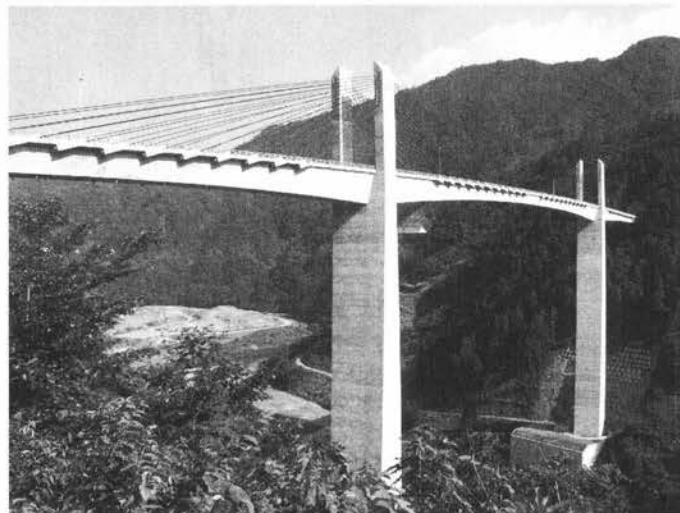


図-4.1.2 $\Delta\sigma_L$ と f_a の関係

一般的に、桁断面内に外ケーブルを用いた桁橋では、変動荷重による外ケーブルの張力の変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ は通常 70N/mm^2 を越えることはないので、張力の制限値は、 $f_a=0.6f_{pu}$ としている。また、エクストラードードPC橋においても、図-4.1.1より、一般的に張力の変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ は 70N/mm^2 を越えることはないが、構造形式、例えば連続桁構造では、変動応力範囲 $\Delta\sigma_L$ が 70N/mm^2 を越える場合があるので、一概に張力の制限値は、 $f_a=0.6f_{pu}$ とはならない。

したがって、ケーブルの設計荷重作用時(使用限界状態)に対する安全性については、変動荷重作用時にケーブルに作用する応力度 σ_{D+L} が制限値 f_a 以下であることを確認することによって照査する。なお、終局荷重作用時(終局限界状態)では、ケーブル張力が降伏点に達するかどうかであるため、一般に省略してよいとした。

ケーブル系橋梁の写真館



徳之山八徳橋 (岐阜県揖斐川町)

4.2 斜張橋ケーブルの部材安全率

我が国における鋼斜張橋の平行線ケーブルの安全率は、破断強度に対して 2.5 と規定されている。この値は、降伏点(0.2%永久伸び耐力)に対する安全率に換算すると約 2.0 であり、普通鋼材の降伏点に対する安全率(約 1.7)に対して高い値となっている。鋼斜張橋のケーブル安全率がこのように規定された数値的根拠は明確でないが、同じ材料規格のケーブルが適用される吊橋主ケーブルとの相対的な特性の違いや海外基準との比較、国内の実績等を考慮して決定されたものである。また、斜張橋のケーブルは吊橋主ケーブルと比較して、活荷重による変動応力が大きく、疲労に対する配慮が必要であることが他の部材よりも安全率が高くなっている要因の一つであると考えられる。

鋼斜張橋のケーブル安全率に関しては、長井ら¹⁾、および野口ら²⁾が耐荷力の観点から安全率低減の可能性を示唆している。中村³⁾は、斜張橋ケーブルに限界状態設計法を適用し、安全率の合理化を提案している。また、コンクリート橋では、PC 斜張橋とエクストラード橋とを斜材により補強された桁構造(外ケーブル構造)として統一し、斜材の鉛直荷重分担率によって、斜材の安全率を PC 鋼材の安全率である 1.67 から斜材の安全率である 2.5 の間で線形的に変化させる設計方法が提案されている⁴⁾。近年、建設が進んでいるエクストラード橋では、この考え方にに基づき、斜材の鉛直荷重分担率が小さく、斜材の疲労が問題とならない場合に、安全率 1.67 が用いられている⁵⁾。鋼斜張橋ケーブルの疲労については、DIN1073 の基準を準用した手法⁶⁾が適用されてきたが、この疲労照査法で断面を増加させるケースはほとんどなかったというのが実状である。

ここでは、中央支間長およびケーブル安全率をパラメータとした斜張橋モデルに対して、実交通流を模擬した活荷重シミュレーションを行い、2 次応力を考慮したケーブルの応力変動による疲労安全性を評価している。さらに、2002 年に発行された鋼道路橋の疲労設計指針による照査方法との比較から、斜張橋ケーブルの部材安全率低減の可能性について検討した結果を示している。

4.2.1 対象とした斜張橋モデル

検討の対象とする斜張橋モデルは、2 面吊りマルチケーブルの 3 径間対称自定式鋼斜張橋とし、

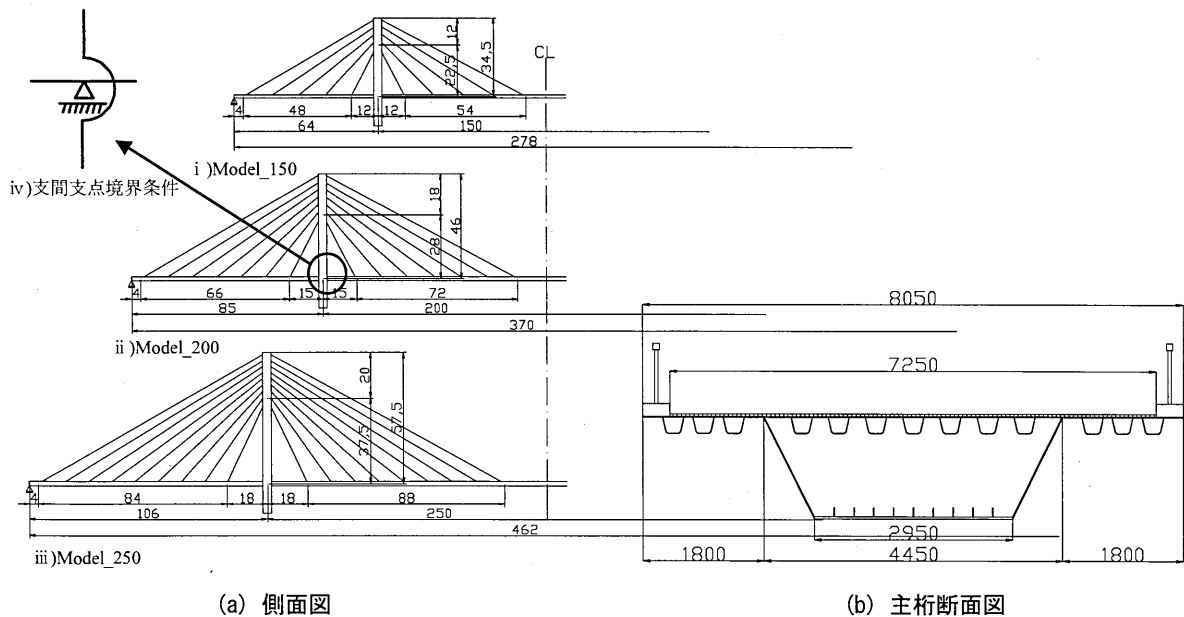


図-4.2.1 対象とした斜張橋モデル(寸法単位: mm)

中央支間長およびケーブル安全率をパラメータとして試設計を行った。対象とした斜張橋モデルの一般図および断面図を図-4.2.1に示す。中央支間長を150m, 200m, および250mの3ケースとし、側径間長, タワー高さ, ケーブル段数等の形状パラメータは実橋実績をもとに決定した。橋梁の規模については、今後の建設需要を考慮して中小規模の斜張橋を対象としている。ケーブルにはST1570, 7.0mm 鋼線のPWSを用い、安全率は2.2および2.5の2種類とした。破断強度に対する安全率2.2は、降伏点に対する安全率に換算すると約1.7に相当し、ケーブル以外の鋼引張部材と同等の安全率となる。

表-4.2.1には、各試設計ケースの主桁, 塔, およびケーブルの構造諸元を示す。

表-4.2.1 主桁, 塔, およびケーブルの構造諸元

支間長_安全率 (桁高(m))	部材	A(m ²)	I(m ⁴)
Model_150_2.5 (1.2)	主桁	0.113~0.138	0.0516~0.0820
	塔	0.816	0.940
	ケーブル	PWC-31, 37, 73	---
Model_150_2.2 (1.2)	主桁	0.115~0.143	0.0524~0.0878
	塔	0.828	0.966
	ケーブル	PWC-19, 31, 61	---
Model_200_2.5 (1.5)	主桁	0.126~0.147	0.0957~0.142
	塔	0.969	1.458
	ケーブル	PWC-19, 37, 85, 91	---
Model_200_2.2 (1.5)	主桁	0.124~0.153	0.0957~0.149
	塔	1.000	1.498
	ケーブル	PWC-19, 31, 73, 85	---
Model_250_2.5 (1.8)	主桁	0.150~0.155	0.186~0.200
	塔	1.012	1.532
	ケーブル	PWC-19, 37, 73, 91, 109	---
Model_250_2.2 (1.8)	主桁	0.150~0.161	0.187~0.214
	塔	1.157	1.978
	ケーブル	PWC-19, 31, 61, 85, 91	---

4.2.2 活荷重シミュレーションによるケーブルの疲労安全性評価

(1) 活荷重シミュレーションの概要

文献 7)を参考にして、実交通流によってケーブルに発生する変動応力範囲をモンテカルロシミュレーションによって算出する。車種, 車両重量, および車間距離を確率モデルとして、乱数を用いて活荷重列を発生させ、ケーブル応力の影響線と一定の車速で橋梁上を移動する活荷重列とから変動応力波形を算出する。車頭時間間隔は、自由度 3 のアーラン分布と仮定し、変動応力範囲の頻度解析にはレインフロー法を用いた。ここでは、一般国道を代表する活荷重モデル⁸⁾を用いた。

ケーブルの疲労を評価する応力については、ケーブル定着部における 2 次曲げ応力も考慮している。また、ケーブルの S-N 曲線には、文献 8)における疲労強度の高いソケットを有する平行線ケーブルの S-N 曲線を適用し、累積疲労損傷度の算出に用いている。

(2) 交通量の設定

疲労照査に用いる時間当たりの車両台数および大型車混入率は、橋梁が建設される道路の将来交通量の予測にもとづいて決定されるものである。しかし、検討の対象としている鋼斜張橋は、特定の路線を想定していない。そのため、交通量は大型車混入率と1車線当たりの時間交通量をパラメータとした3ケースを設定し、それぞれの状態が1日に8時間ずつ発生するものと仮定して疲労照査を行っている。本検討における斜張橋モデルは2車線であるが、両車線とも同じ交通条件とした。表-4.2.2に設定した交通条件の1車線当たりの時間交通量と大型車混入率を示す。

ここでは、鋼斜張橋ケーブルの疲労限界、および部材安全率と疲労安全性との関係に着目しているため、交通量および大型車混入率ともに疲労に対して厳しい交通条件としている。

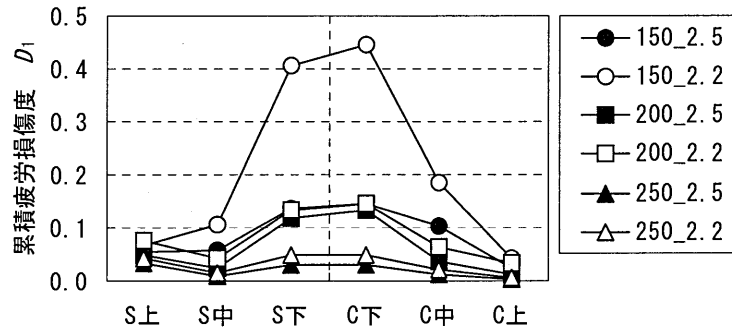
表-4.2.2 交通流モデル

交通流モデル		A	B	C
時間交通量(台/hr/車線)		1500	1000	500
車速(km/hr)		70	100	100
大型車混入率		20%	40%	60%
車種	乗用車	0.653	0.490	0.327
	小型トラック	0.147	0.110	0.073
	中型トラック	0.081	0.161	0.242
	大型トラック	0.063	0.127	0.190
	大型ダンプ	0.018	0.037	0.056
	タンクローリー	0.011	0.021	0.032
	セミトレーラー	0.021	0.042	0.063
	大型バス	0.006	0.012	0.017

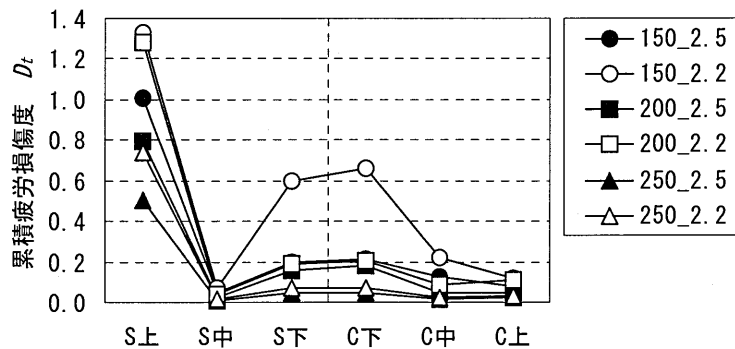
(3) 累積疲労損傷度による安全性評価

図-4.2.2には、交通量モデルA, B, およびCの状態が1日に8時間ずつ発生し、供用期間を100年と仮定したときの各ケーブルの累積疲労損傷度を示している。図-4.2.2(a)には1次応力に対する累積疲労損傷度 D_1 、図-4.2.2(b)には2次応力を含む合算応力に対する累積疲労損傷度 D_t である。 D_1 は、全てのケーブルで1.0以下となるが、2次応力を考慮した D_t は、側径間最上段ケーブルで大きくなり、ケースによっては1.0を上回る。3径間連続斜張橋の側径間最上段ケーブルは、他のケーブルと特性が異なり、塔を支えるアンカーケーブルとしての役割を担うため、側径間に中間橋脚を設ける等の対策を講じない場合には、十分な注意が必要となる。

ケーブル安全率を2.5から2.2に変更した場合、中央支間長200mおよび250mのモデルと比較して、中央支間150mのモデルでは、下段ケーブルの累積疲労損傷度が大きくなる傾向を示す。しかし、その値は0.6程度であり特に問題ない。また、中央支間が長くなるにつれて累積疲労損傷度が小さくなる傾向を示しており、長大化することによって斜張橋ケーブルの疲労安全性は向上する。



(a) 1次応力に対する累積疲労損傷度



(b) 2次応力を含む合算応力に対する累積疲労損傷度

横軸の記号・・・S:側径間, C:中央支間, 上:上段, 中:中段, 下:下段

図-4.2.2 累積疲労損傷度(供用期間100年)

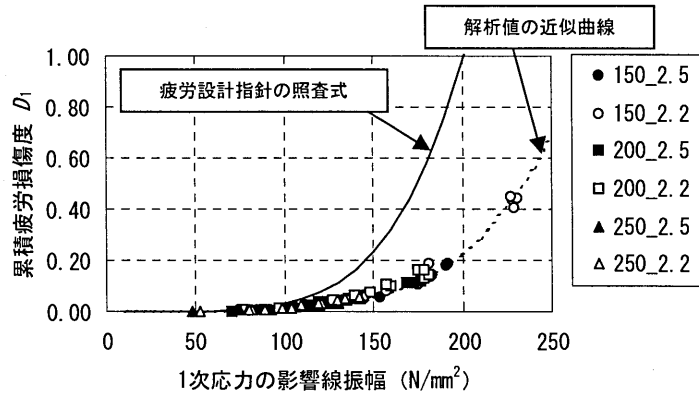
4.2.3 ケーブル応力の影響線振幅と疲労損傷度の関係

鋼道路橋の疲労設計指針⁹⁾では、疲労設計荷重による影響線にレインフロー法等の適切な波形処理を行って、応力範囲とその頻度分布を算出し、疲労照査に用いられる。ただし、斜張橋のケーブル応力の影響線波形は、ほとんどのケーブルにおいて極大値と極小値を1回ずつ持つ波形であるため、ここでは、影響線の最大値と最小値の差(以下、影響線振幅という)を用いて、疲労損傷度との関係について考察を行う。

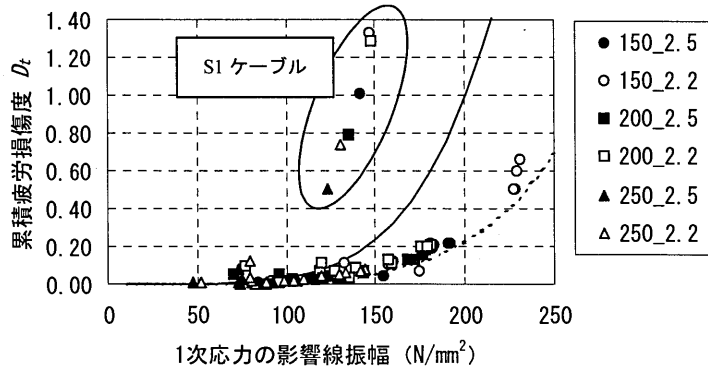
図-4.2.3には、1次応力の影響線振幅と累積疲労損傷度 D_1 および D_t の関係を示す。1次応力の影響線振幅を用いたのは、実際の設計計算の過程で算出できる値であることを考慮したためである。

図-4.2.3より、1次応力の影響線振幅と累積疲労損傷度との間には明確な相関関係があり、斜張橋ケーブルの疲労損傷度は、1次応力の影響線振幅(影響線の最大値と最小値の差)によって評価できることがわかる。

図-4.2.3中の実線で表される曲線は、式(4.2.1)で表される鋼道路橋の疲労設計指針の照査式⁹⁾(第4章 応力度による疲労照査)に表-4.2.3に示す各係数を考慮したものである。



(a) 影響線振幅と D_1 との関係



(b) 影響線振幅と D_t との関係

図-4.2.3 1次応力の影響線振幅と累積疲労損傷度の関係

表-4.2.3 照査式に用いた各係数の値

T 荷重補正係数	γ_{T1}	3.0
同時載荷係数	γ_{T2}	1.0
衝撃係数	i_f	0.0
構造解析係数	γ_a	1.0
日大型車交通量 (/車線)	$ADTT_{SLi}$	8000 台
頻度補正係数	γ_n	0.03
供用期間	Y	100 年
車線交通量の偏りを考慮する係数	γ_L	1.0

$$D_i = \sum_i \frac{nt_i}{N_i} \tag{4.2.1}$$

$$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y \tag{4.2.2}$$

ここに,

- D_i : 車線 i に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積疲労損傷度
 nt_i : 供用期間に考慮する疲労設計荷重の載荷回数
 N_i : 疲労設計曲線式によって求められる応力範囲 $\Delta \sigma$ に対する疲労寿命
 $ADTT_{SLi}$: 一方向一車線当たりの日大型車交通量
 γ_n : 頻度補正係数
 Y : 供用期間(年)

である.

また, 図-4.2.3 中の破線で表される曲線は, 式(4.2.2)の照査式を図-4.2.3(a)のシミュレーション結果のプロットを近似するように補正したものである. 疲労設計指針における照査式と本検討におけるシミュレーション結果との差は, 表-4.2.3 に示す各係数を決定した基本的なモデルおよび部材の条件と本項で対象とした斜張橋ケーブル部材の条件が違ふことによるものである. ただし, 図-4.2.3(a)より, 疲労設計指針の照査式は安全側の評価であることがわかる.

図-4.2.3(b)では, 縦軸を 2 次応力を考慮した累積疲労損傷度 D_t としているため, シミュレーション結果のプロット点と破線で表される曲線のずれが 2 次応力の影響を表している. 図-4.2.3(b)より, 側径間最上段ケーブル(S1)以外のケーブルでは, 累積疲労損傷度に対する 2 次応力の影響は小さく, 疲労照査で考慮する必要がないことがわかる. ただし, 側径間最上段ケーブル(S1)については, 2 次応力を考慮しない場合には, 疲労設計指針の照査式が若干危険側の評価となる.

4.2.4 鋼斜張橋の部材安全率

現在の斜張橋のケーブル安全率は, 明確な疲労照査法が確立されていなかった時代に定められたものであり, 疲労を不確定要因として考え, 安全率を大きく設定していたものと考えられる.

ケーブル安全率を変化させた試設計を行った鋼斜張橋を対象に, ケーブルの疲労について検討を行った結果, アンカーケーブルに相当する側径間最上段ケーブルを除いては, 2次応力の影響は小さく, 鋼道路橋の疲労設計指針の照査方法⁹⁾が十分安全側で信頼性の高い照査方法であることが明らかになった. 鋼道路橋の疲労設計指針に従って疲労照査を行うことを前提とすれば, 鋼斜張橋のケーブル安全率は, 耐荷力や終局限界状態の観点から提案されている^{1),2),3)}2.0~2.2が適切な値となると考えられる. 一方, 側径間最上段ケーブルに関しては, 本検討で設定した斜張橋モデルのように桁側の定着点が支点に近くなる場合や側径間に中間橋脚が配置されないような場合には, 2次応力の影響が大きくなる. さらに, アンカーケーブルとしての役割を担っており他のケーブルと重要度が異なることを考慮すると, アンカーケーブルに対して2次曲げに対する対策が施されない場合には, 他のケーブルと異なる安全率を設定する方法が考えられる.

図-4.2.4 には, 中央支間長 150m のモデルにおいて, 全てのケーブルで安全率を 2.2 とした場合(150_2.2)と S1 ケーブルのみ安全率を 2.5 とした場合(150_2.5(S1))の累積損傷度の比較を示す. S1 ケーブルのみ安全率を 2.5 とすることで S1 ケーブルの累積損傷度は 70%程度に低減できる. この S1 ケーブルの累積疲労損傷度は, 全てのケーブルの安全率を 2.5 としたときの S1 ケーブルの累積損傷度と同レベルである.

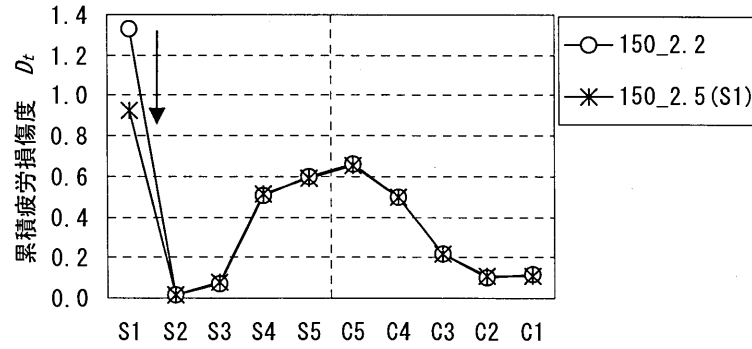


図-4.2.4 累積疲労損傷度(供用期間 100 年)

4.3 吊橋主ケーブルの安全率

吊橋は、周囲の地形条件や景観上の観点から比較的短い支間でも採用される場合があり、その適用支間は非常に広範囲にわたっている。また、比較的实现性の高いと考えられる離島架橋プロジェクト¹⁾、²⁾等では、中央支間長 1,000m 以下となる場合が多く、これら中小規模吊橋の建設実現に向けた初期建設コスト削減は、地域産業の振興や地域住民の利便性向上を目的とした地域活性化事業における重要な課題であると考えられる。さらに、これまでの我が国の吊橋は経済的余裕のある環境の下で設計・施工されてきたが、公共事業を取り巻く環境は急激に変化しつつあり、経済的かつ合理的に建設することが要求されている。

吊橋の主ケーブルは、上部構造の全死荷重を支える重要な構造部材であり、全鋼重に占める主ケーブル重量の割合が大きいため、ケーブル部材の許容応力度の設定が吊橋全体の建設費を大きく左右する。主ケーブルの安全率低減を実現した明石海峡大橋以降、超長大吊橋主ケーブルの安全率低減の可能性が指摘されている³⁾。このように、現行の安全率に対する評価や安全率の決定方法に関して課題が残されている。

ここでは、中央支間長 1,000m 以下の中規模の単径間吊橋を対象として、活荷重載荷シミュレーション⁴⁾、⁵⁾によって供用期間内に主ケーブルに発生する最大張力を求め、等価 L 荷重⁶⁾との比較、安全性の評価を行う。また、明石海峡大橋に適用された主ケーブルの荷重係数法⁷⁾による安全性照査式を対象モデルに適用し、主ケーブルの安全率について考察を行っている。

4.3.1 対象とした吊橋モデル

表-4.3.1 には、試設計に用いた条件を示す。中央支間長 150m~1,000m の単径間吊橋としている。しかし、ハンガー間隔、ケーブル間隔、およびサグ比は一定の値を用いている。補剛桁断面は、耐風安定性の観点から鋼床版一箱桁形式⁸⁾とし、有効幅員は 10.85m(2 車線 7.35m+歩道 3.5m)としている。図-4.3.1 には、橋梁一般図と補剛桁断面図とを示す。設計活荷重は等価 L 荷重⁹⁾を用い、中央支間長 500m 以上は分布荷重(群集荷重を含む)を低減している。設計風荷重として基本風速 40m/sec を考慮している。補剛桁断面については、ハンガー間隔と最小板厚で決定されるため、全ケースで共通の断面としている。また、主塔断面についても、主塔の剛性が主ケーブル張力に与える影響が小さいため、簡単のため中央支間長 1,000m の断面を全ケースで用いている。中央支間

長 1,000m のモデルに関しては、中央支間長に対して主ケーブル間隔が小さくなり、セルベルグ (Selberg) 式によるフラッターの発現風速⁹⁾が約 50m/sec となる。そのため、実際にはフラッターの発現風速を大きくするための構造見直しが必要となるが、本検討では、その他のモデルとの連続性を考え、比較参考モデルとして諸元の修正は行っていない。吊橋主ケーブルの安全率はケーブルの破断強度に対して、道路橋示方書¹⁰⁾で 3.0、上部構造設計基準⁷⁾で 2.5 と規定されているが、全てのケースで 2.5 一定としている。また、主ケーブルは、ST1570 のストランドを想定し、設計における断面力、および、たわみの算出には、幾何学的非線形性を考慮した 3 次元立体有限変位解析を行っている。

表-4.3.1 試設計条件

中央支間長	150m~1,000m	
ハンガー間隔	12.5m	
ケーブル間隔	13.75m	
有効幅員	11.35m (車道 2, 歩道 1)	
サグ比	1/10	
主塔断面	A (m ²)	0.51
	I_y (m ⁴), (面内)	1.3
	I_z (m ⁴), (面外)	1.1
	J (m ⁴)	1.7
補剛桁断面 (鋼床版 1 箱桁)	A (m ²)	0.5
	I_y (m ⁴), (面内)	0.352
	I_z (m ⁴), (面外)	10.03
重量	補剛桁(kN/m)	46.2
	橋面工(kN/m)	34.1
	ケーブル付加物 (kN/m/cable)	1.50
	ハンガー(kN/m)	0.40

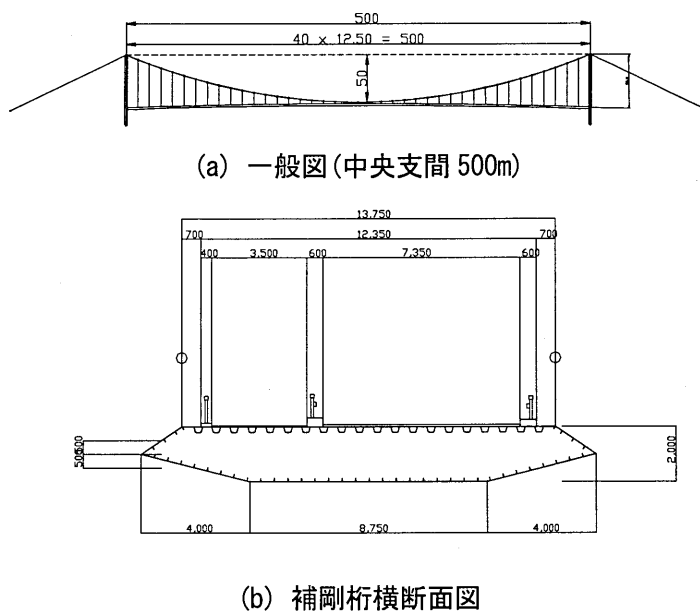


図-4.3.1 単径間吊橋モデル(寸法単位: mm)

4.3.2 シミュレーションの概要および車両モデルと交通条件

実交通流により発生する主ケーブルの最大張力を算出するため、実測データに基づく車両モデルを用いたモンテカルロシミュレーション解析を実施している。文献 4),5)を参考にして、車種、車両重量、および車間距離を確率モデルとして、乱数を用いて自動車列を発生させ、主ケーブル張力の影響線と荷重列とから最大張力を算出している。橋軸方向の自動車荷重は、各車両モデルに与えられた軸重比を用いて車両軸位置に集中荷重として載荷している。また、影響線を算出する橋梁モデルは 2 次元平面モデルとしている。幅員方向の荷重の分配については、片側の主ケーブルに着目し、自動車荷重が車線中心に集中荷重として作用するものとして、1-0 法によって 2 車線分の荷重の影響を考慮している。実際には、補剛桁のねじり剛性の影響で 1-0 の荷重分配とはならないが、1-0 法による荷重分配は安全側の評価である。

実交通流を再現するモデルとしては、旧建設省でまとめられた一般国道を代表する活荷重モデル^{4),5)}を用いている。表-4.3.2 には、各車両モデルの諸元を示す。車間距離は、供用期間内に発生する吊橋主ケーブルの最大断面力が渋滞状態の活荷重満載時で決定されるため、国道 1 号品川区北馬込 2 丁目交差点で完全渋滞時に計測されたデータ^{4),5)}を確率モデルとして考慮している。

渋滞モードに関しては、自然渋滞、突発渋滞、観光渋滞等が考えられ、それぞれによって大型車

表-4.3.2 車両モデル 4),5)

No.	車種	車重		車長(m)	車頭からの軸位置 (m)	軸重比(%) 1軸, 2軸, 3軸 4軸, 5軸	分布形
		平均値(kN) 最大値(kN)	標準偏差 (kN)				
1	乗用車	12.7 30.4	3.5	4.4	2軸 0.6, 2.8	50.2, 49.8	対数正規分布
2	小型トラック	35.3 123.5	13.2	4.4	2軸 0.6, 2.8	23.9, 76.1	対数正規分布
3	中型トラック	60.8 179.3	24.5	6.0	2軸 1.0, 3.5	19.6, 80.4	対数正規分布
4	大型トラック	166.6 443.0	61.7	8.5	3軸 1.2, 4.35, 1.3	14.1, 54.8, 31.1	対数正規分布
5	大型ダンプ	196.0 606.6	96.0	7.5	3軸 1.2, 3.35, 1.3	11.7, 44.3, 44.0	対数正規分布
6	タンクローリー	156.8 330.3	6.9	8.0	3軸 1.2, 4.15, 1.3	13.7, 54.2, 32.1	対数正規分布
7	セミトレーラー	294.0 849.7	117.6	14.0	5軸 1.2, 2.35, 1.3, 5.5, 1.3	6.4, 18.5, 18.3, 29.4, 27.3	対数正規分布
8	大型バス	135.2 183.3	23.5	10.05	2軸 1.2, 6.8	37.1, 62.9	対数正規分布

表-4.3.3 実橋吊橋における渋滞の状況

対象橋	渋滞	年間自然 渋滞回数	年間事故 渋滞回数	大型車 混入率
瀬戸大橋		0	10	20.2
関門橋		3	1	35.2

表-4.3.4 各車両の構成比率

		大型車混入率	20%	40%	60%
車種	乗用車		0.653	0.490	0.327
	小型トラック		0.147	0.110	0.073
	中型トラック		0.081	0.161	0.242
	大型トラック		0.063	0.127	0.190
	大型ダンプ		0.018	0.037	0.056
	タンクローリー		0.011	0.021	0.032
	セミトレーラー		0.021	0.042	0.063
	大型バス		0.006	0.012	0.017

混入率や年間の発生頻度が異なる。しかし、これらの条件は、吊橋が建設される路線によって変化することや、表-4.3.3 に示す実際の吊橋における渋滞実績が最大でも年間 10 回程度⁵⁾であるため、ここでは、年間 10 回の渋滞を想定し、大型車混入率をパラメータとしてシミュレーションを行っている。大型車混入率と車種構成の比率を表-4.3.4 に示す。シミュレーションは、基本的に 2 車線ともに渋滞状態を仮定する。しかし、実績の最大値に近い大型車混入率 40% の場合については片側渋滞の場合も追加している。大型車混入率 60% については、実績の最大値から考えると過大な設定であるが、後述する荷重係数法と許容応力度法との安全率の比較対象として設定している。

シミュレーションの回数に関しては、文献 5) より、供用期間を 100 年、非超過確率を 0.9、1 年間に起こる渋滞回数を 10 回と仮定して算出される必要最小限のシミュレーション回数 1 万回でシミュレーションを行っている。

4.3.3 供用期間内の最大張力

図-4.3.2 には、中央支間長とシミュレーションによって算出した供用期間内における主ケーブルの最大張力との関係を示す。縦軸のケーブル張力比は、主ケーブルの最大張力を設計張力(等価 L 荷重^⑥による最大張力)で除した値である。図-4.3.2 より、大型車混入率が 20%の渋滞を 2 車線ともに仮定したときにケーブル張力比がほぼ 1.0 となり、等価 L 荷重に最も近い荷重条件となることがわかる。中央支間長 500m 以上で同じ交通条件下のケーブル張力比がほぼ一定となる傾向は、支間 500m 以上における等価 L 荷重^⑥の分布荷重の低減式が妥当であることを示している。ケーブル張力比が 1.0 を大きく超過したケースは、いずれも 2 車線渋滞、ならびに大型車混入率 40%および 60%と非常に厳しい载荷条件とした場合である。

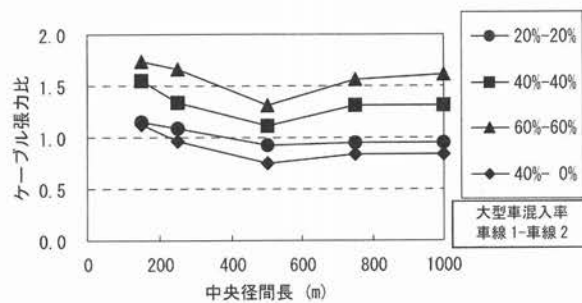


図-4.3.2 シミュレーションによる最大張力

図-4.3.3 には、中央支間長 150m および 500m の両モデルで大型車混入率 40%の渋滞を仮定したときの载荷状態と主ケーブル応力の影響線形状を示す。荷重列は車軸位置の集中荷重として 2 車線分を重ねて表示している。中央支間の短い 150m のモデルでは、影響線形状に合わせて車両重量の重い車両が载荷される傾向が見られるのに対して、中央支間長 500m および 1,000m のモデルではその傾向がそれほど顕著には見られない。そのため、中央支間長が 500m 以下のケースで、中央支間が短くなるにつれてケーブル張力比が大きくなる傾向を示す。

ケーブル系橋梁の写真館

東神戸大橋 (神戸市)



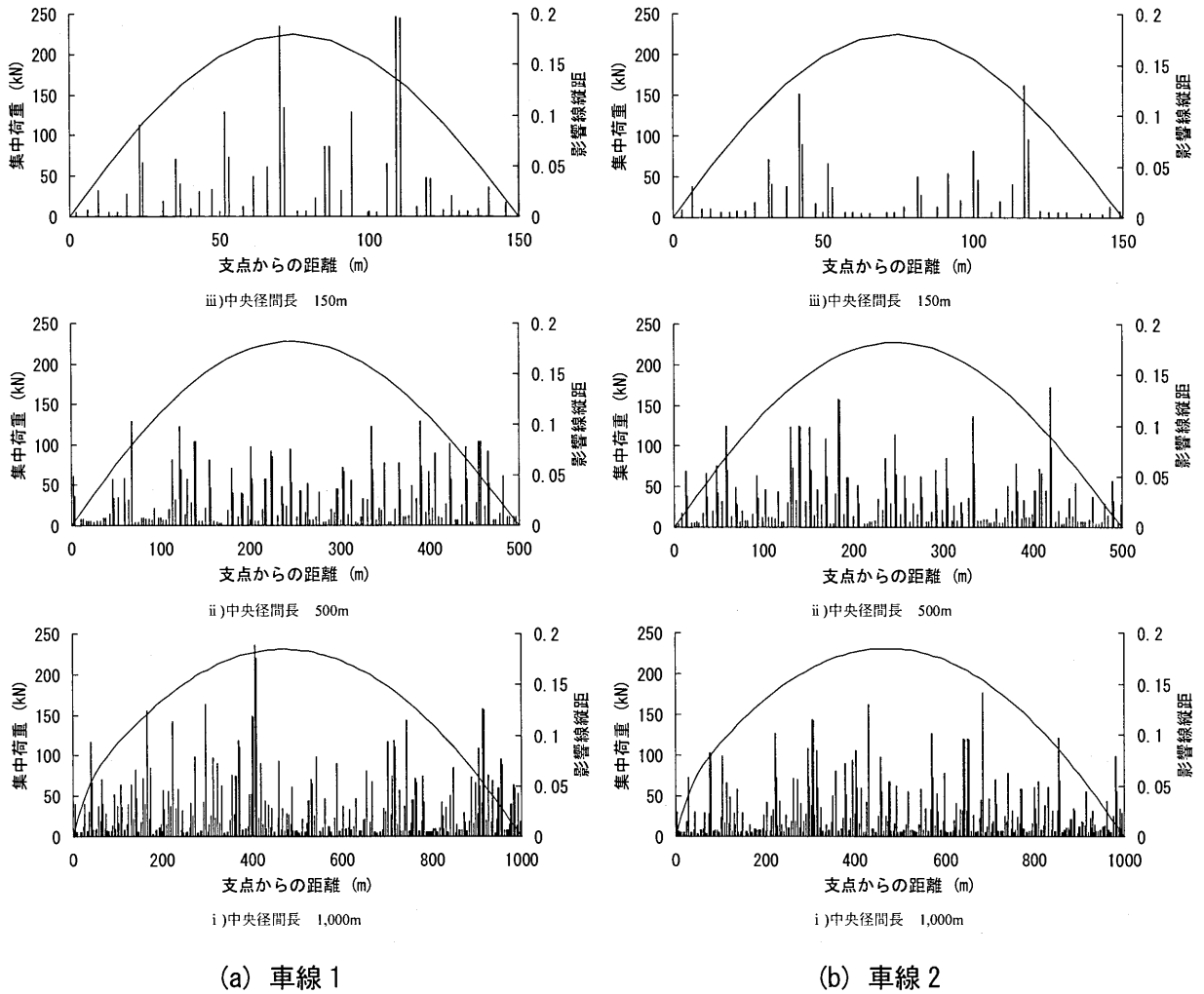


図-4.3.3 載荷状態と影響線形状

図-4.3.4 には、中央支間長とシミュレーションによって算出した供用期間内における主ケーブルの最大応力との関係を示す。最も交通条件の厳しい大型車混入率 60%で 2 車線ともに渋滞する場合においても、中央支間 150m のモデルで $703(N/mm^2)$ 、中央支間 1,000m のモデルで $678(N/mm^2)$ であり、1,570MPa 級鋼線の降伏点として用いられている 0.7%全伸び耐力 $1,156(N/mm^2)$ に対して十分な余裕がある。また、許容応力度 $628(N/mm^2)$ からの超過は最大で約 11%である。このように等価 L 荷重の約 1.5 倍となる活荷重が載荷しても、主ケーブル応力に十分

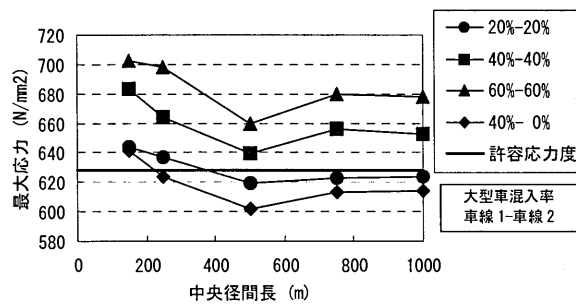


図-4.3.4 シミュレーションによる主ケーブルの最大応力

な余裕があるのは、設計応力に対する等価 L 荷重の割合(活荷重比率)が 13~16%程度と小さいためである。各モデルの主ケーブルの活荷重比率、および主ケーブル安全率との関係については次節にて考察する。

4.3.4 主ケーブルの安全率合理化

(1) 主ケーブルの安全性照査式

明石海峡大橋で適用された荷重係数法における主ケーブルの安全性照査式は、文献 7)より、式(4.3.1)のように表される。

$$K_0(K_d \cdot D + K_l \cdot L + K_t \cdot T) \leq K_r \cdot R \quad (4.3.1)$$

ここに、

- K_0 : 包括安全係数
- D, L, T : 設計荷重による作用値
(D : 死荷重, L : 活荷重, T : 温度荷重)
- K_d, K_l, K_t : 各荷重に対する荷重係数
- K_r : 抵抗係数
- R : 抵抗値

ここで、各荷重の荷重係数は、実際に作用する荷重が設計値を上回る可能性を考慮するための係数である。抵抗値 R は材料の強度を代表する値であり、抵抗係数 K_r は材料強度のばらつきなどケーブルの強度に与える影響を考慮するための係数である。包括安全係数 K_0 は、構造物の重要度、ケーブルの腐食、未知現象の発生など安全係数に考慮されない不確定要因に対する係数である。

明石海峡大橋での荷重の占有率および各係数は以下のように決定されている。

$$\begin{aligned} D : L : T &= 0.91 : 0.08 : 0.01 \\ K_d &= 1.03, K_l = 1.50, K_t = 1.00 \\ K_r &= 1/1.03, K_0 = 2.0, R = 1764 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

これらの数値を式(4.3.1)に代入し、設計作用応力度を $(\sigma_d + \sigma_l + \sigma_t)$ とすると、許容応力度設計法における安全率 ν は、式(4.3.2)より 2.2 となる。

$$\sigma_d + \sigma_l + \sigma_t \leq \sigma_a (= \sigma_B / \nu) \quad (4.3.2)$$

明石海峡大橋では、死荷重、活荷重、および温度荷重に対してそれぞれ詳細な検討を行い、死荷重に対して 3%、活荷重に対して 50%、温度荷重に対して 0%の荷重係数を見込んでいる。安全率を小さく設定できた理由の一つに最も大きな安全係数を考慮する活荷重応力の設計応力に対する占有率が小さかったことが挙げられる。

一般的に、ケーブル部材における式(4.3.1)の抵抗値 R は引張強度として定義されるが、他の鋼部材と同様に降伏点(1,770MPa 級鋼線の降伏点 : 0.8%全伸び耐力 1,372N/mm²)とすると、包括安全係数 K_0 は 1.56 となる。この値は、通常の鋼部材の降伏に対する安全率 1.7 より、若干小さくな

っている。

(2) 活荷重係数と安全率

式(4.3.1)における活荷重係数は、実際に作用する荷重が設計値を上回る可能性を表す係数である。そのため、活荷重シミュレーションによって算出した図-4.3.2に示すケーブル張力比は、それぞれのモデル、交通条件に対する活荷重係数と考えることができる。ここでは、対象とする単径間吊橋に荷重係数法による安全性照査式を適用し、許容応力度設計法との比較を行っている。

表-4.3.5 および図-4.3.5には、活荷重シミュレーションによって算出した活荷重係数と明石海峡大橋に適用された各係数を式(4.3.1)に代入して求めた式(4.3.2)における安全率 ν を示す。表-4.3.5中の K_0 は、降伏強度(0.7%全伸び耐力)に対する包括安全係数である。

表-4.3.5 活荷重係数と安全率

中央支間長(m)	150	250	500	750	1000	
死荷重係数 K_d	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	
活荷重比 L	等価 L	0.161	0.169	0.166	0.145	0.130
	群集	0.055	0.051	0.025	0.023	0.020
死荷重比 D	0.784	0.780	0.809	0.832	0.850	
K_r	1/1.03	1/1.03	1/1.03	1/1.03	1/1.03	
K_0	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
K_0'	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	
大型車混入率 20%						
活荷重係数 K_l	1.16	1.08	0.92	0.95	0.95	
$K_l \times L + K_d \times D$	1.06	1.04	1.01	1.02	1.02	
安全率 ν	2.18	2.15	2.08	2.09	2.10	
大型車混入率 40%						
活荷重係数 K_l	1.55	1.34	1.11	1.31	1.31	
$K_l \times L + K_d \times D$	1.14	1.10	1.05	1.08	1.07	
安全率 ν	2.35	2.26	2.15	2.22	2.21	
大型車混入率 60%						
活荷重係数 K_l	1.74	1.66	1.31	1.57	1.61	
$K_l \times L + K_d \times D$	1.18	1.17	1.08	1.12	1.12	
安全率 ν	2.44	2.41	2.23	2.31	2.30	
大型車混入率 40%(片側車線のみ渋滞)						
活荷重係数 K_l	1.13	0.96	0.75	0.84	0.83	
$K_l \times L + K_d \times D$	1.05	1.02	0.98	1.00	1.00	
安全率 ν	2.17	2.09	2.01	2.06	2.06	

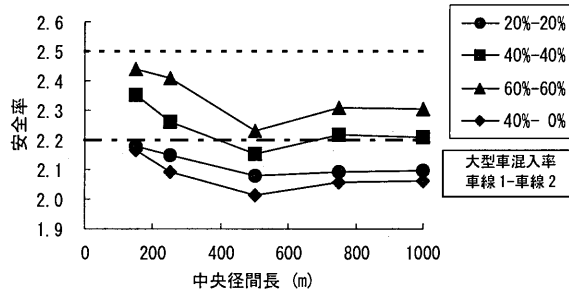


図-4.3.5 試算した安全率 ($K_d = 1.03$)

試算した安全率は、すべてのケースで本四公団の上部構造設計基準の 2.5⁶⁾よりも小さくなる。この試算結果は、荷重係数設計法が許容応力度設計法よりも主ケーブル断面を小さく設定できること、すなわち許容応力度設計法における安全率低減の可能性を示すものである。大型車混入率 20%で 2 車線渋滞とした場合、および大型車混入率 40%で 1 車線渋滞とした場合には、2.0~2.2 の安全率となる。また、道路橋示方書の規定である安全率 3.0 が適用される中央支間長 150m のモデルにおいても試算した安全率はすべてのケースで 2.5 以下であった。

中央支間長の違いによって比較すると、安全率の変化は、図-4.3.2 に示すケーブル張力比の変化傾向とほぼ一致する。これは、補剛桁断面(幅員)を全てのモデルで同一としたため、活荷重比率が中央支間長によってあまり変化しなかったためである。

群集荷重の設計値は歩道上に通行可能な歩行者密度の最大値を想定しているため、活荷重から分離して安全係数を考慮する方法も考えられる。しかし、群集荷重比は 2.0%~5.5%と小さく、試算する安全率に対する影響も 3%程度と小さいため、表-4.3.5 および図-4.3.5 に示す安全率の試算において、活荷重は群集荷重を含むものとして取り扱っている。

(3) 安全率を低減した場合の試設計

表-4.3.6 および図-4.3.6 には、安全率を 2.2 および 2.0 に低減して試設計を行った場合の主ケーブルの断面積および活荷重比を示す。荷重係数法によって断面積を試算する方法が合理的であると考えられるが、設計の簡便さを考慮して、ここでは許容応力度法によって試設計を行っている。

主ケーブルの断面積は、主ケーブルの重量が小さくなることによって、安全率の低減比率よりも若干小さく設定することできる。安全率を低減した場合の活荷重比の変化は小さく、ケーブル断面の変更が前節における安全率の試算に与える影響が小さいことを示している。ケーブル断面を小さくすることは、死荷重を減少させるため、活荷重比を大きくする。一方で、主ケーブルの断面力に着目すると、ケーブル断面が小さくなることによって、補剛桁に対する相対的な剛性が小さくなるため、主ケーブルの活荷重の分担率が小さくなる。これらの作用がケーブル断面を変化させても活荷重比があまり変化しなかった要因である。

表-4.3.6 主ケーブルの安全率の違いによる主ケーブルの断面積と活荷重比の比較

	安全率	中央支間長(m)				
		150	250	500	750	1000
主ケーブル断面積 (m ² /Cable)	2.5	0.022	0.036	0.071	0.110	0.153
	2.2	0.019	0.031	0.062	0.095	0.131
	2.0	0.017	0.028	0.056	0.086	0.116
活荷重比	2.5	0.216	0.219	0.191	0.168	0.150
	2.2	0.210	0.216	0.191	0.169	0.153
	2.0	0.204	0.214	0.190	0.169	0.154

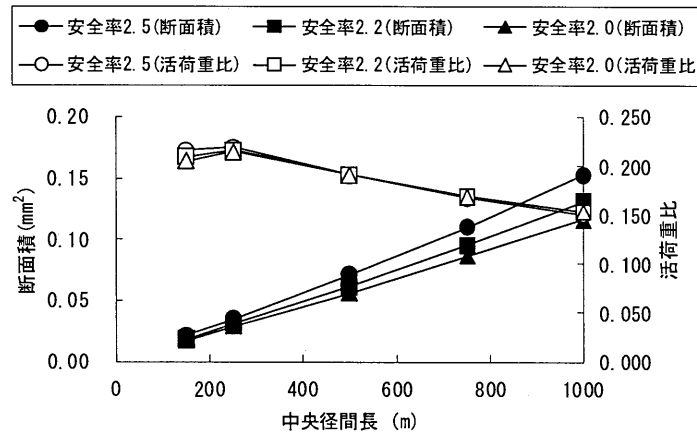


図-4.3.6 主ケーブル断面積と活荷重比の変化

4.3.5 吊橋主ケーブルの安全率

吊橋の主ケーブル安全率は、文献 11)において、2次応力に関する詳細な検討や海外実績との比較から、関門橋および因島大橋で適用されていた安全率 3.0 から安全率 2.5 への低減がなされている。明石海峡大橋では、初期建設コスト削減のために安全率低減が必要不可欠であったという背景のもと、活荷重比率が約 8.0%と小さく過大な活荷重に対しても安全性が確保できることや、乾燥空気送気システムの導入によって腐食に対する安全性が向上したことから、安全率 2.2 が採用されている⁷⁾。

ここでは明石海峡大橋に適用された荷重係数法における活荷重係数に着目し、中央支間長 1,000m までの単径間吊橋における主ケーブル安全率が低減可能であることを示した。以下では、式(4.3.1)における各係数について整理し、それら数値の妥当性について考察している。

(1) 包括安全係数

吊橋の主ケーブルでは、極端に中央支間が短い場合を除いては、変動応力範囲が小さく疲労が問題となることは少ない。そのため、供用期間内に生じる最大応力と腐食などによる使用環境が主な安全率の決定要因になると考えられる。

包括安全係数に関しては、構造物の重要度、および腐食などの数値化が困難な不確定要因に対する影響を考慮するための安全係数であり、文献 12)では 1.3~1.4 が目安となることが解説されている。この値は、抵抗値に降伏強度を基準とした値を用いる場合の数値である。明石海峡大橋では、許容応力度設計法における安全率が 2.2 となるように逆算で包括安全係数を設定しているため、包

括安全係数は、文献 12) の目安値よりも若干安全側の 1.56 となっている。

腐食に対しては、明石海峡大橋で適用された乾燥空気送気システムによる防食方法 7) を用いることによって、長期にわたって健全な状態を維持できるため、中規模の吊橋 13) に対しても採用が進みつつある。また、高強度鋼線の材料的な信頼性が高くなっていること 14) 等を考慮すれば、明石海峡大橋よりも包括安全係数 K_0 を低減することも可能であると考えられる。

(2) 温度荷重係数および死荷重係数

式(4.3.1)における各荷重係数の内、温度荷重係数については、既往の検討 7), 11) により、影響が小さく 1.0 として問題ないものと考えられる。

死荷重係数は、設計時に設定する仮定死荷重と実際の死荷重(精算死荷重)との差や塗装の塗り替えや付属物の増加といった将来的な死荷重の増加に対して見込まれるものである。本検討で試設計を行った吊橋の主ケーブルは、死荷重比率が 80% 以上となっており、死荷重係数の設定が安全率に与える影響は大きい。

明石海峡大橋を対象に検討を行っている文献 7) では、橋梁部位ごとに公差等を考慮して誤差を推定し、実死荷重と設計死荷重を比較することによって死荷重係数を算出している。このとき、実死荷重と設計死荷重の差は、現場施工される舗装や塗装の影響が大きいことが示されている。そこで、本検討では、試設計モデルの舗装および塗装の吊構造部重量に占める割合を算出し、明石海峡大橋との比較から比例配分することによって死荷重係数の試算を行った。表-4.3.7 には、試設計モデルの舗装および塗装の吊構造部重量に占める割合と試算した死荷重係数を示す。また、表-4.3.7 に示す死荷重係数を適用して安全率を試算した結果を図-4.3.7 に示す。図-4.3.7 に示す安全率は、図-4.3.5 に示した安全率に対応するものであり、死荷重係数を変更した場合、安全率は最大 4% 程度大きくなる。しかし、すべてのケースで本四公団の上部構造設計基準の 2.5⁶⁾ よりも小さくなる傾向は変化しなかった。

表-4.3.7 舗装および塗装重量の割合と死荷重係数

中央支間長(m)	150	250	500	750	1,000	1,991
舗装, 塗装重量の割合	0.214	0.208	0.195	0.183	0.171	0.091
死荷重係数 K_d	1.08	1.07	1.07	1.06	1.06	1.03

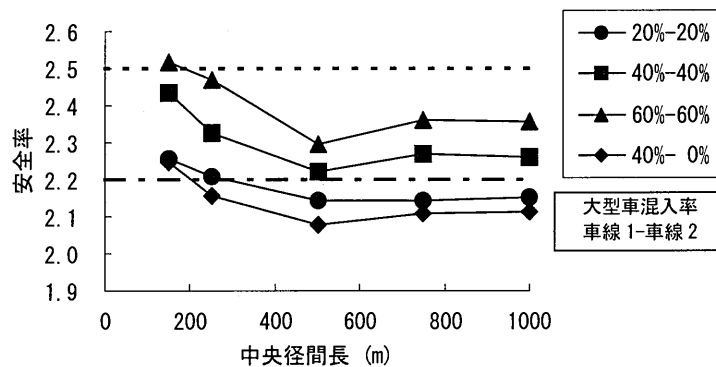


図-4.3.7 試算した安全率($K_d = 1.03 \sim 1.08$)

(3) 抵抗係数

抵抗係数は、ケーブルの材料強度に対するばらつきに対して設定する安全係数であるが、高強度鋼線に対する実績を考慮すれば、明石海峡大橋で採用されている 1/1.03 という値は十分な信頼性のある値であり、低減も可能であると考えられる。また、ケーブル部材では、破断強度を基準強度として用いてきたが、他の鋼部材との整合性や吊橋の終局状態を加味し、式(4.3.1)の抵抗値 R を降伏強度(0.7%全伸び耐力)とする設計式のほうがより汎用的であると考えられる。

4.4 橋梁ケーブルの安全率

前節までの検討において、斜張橋ケーブルおよび吊橋主ケーブルの許容応力度設計法における安全率低減の可能性を示した。また、吊橋主ケーブルの検討においては、荷重係数設計法による安全性照査式の適用によって断面を合理化できることを明らかにした。本節では、橋梁ケーブルにおける安全率決定の要因について整理を行い、ケーブル部材の設計方法、および安全率の合理化について考察する。

4.4.1 ケーブルの安全率決定要因の整理

橋梁に使用されるケーブル部材の安全率の決定に関連する要因について、道路橋示方書¹⁾では、次のような項目を挙げている。

- 1) 死荷重応力と活荷重応力との比
- 2) 活荷重応力の発生頻度
- 3) 2次応力の影響
- 4) 応力の不均一性
- 5) 他の構造部分の安全率とのバランス

「死荷重応力と活荷重応力との比」は、橋梁規模や部材の種類によって変化する値である。吊橋の主ケーブルでは、長大化にともない活荷重応力の割合が小さくなるため、この点が、明石海峡大橋における主ケーブルの安全率低減を可能にした大きな要因となっている²⁾。

「2次応力の影響」については、吊橋の主ケーブル安全率を 3.0 から 2.5 へ変更した際に詳細な検討が行われた³⁾。ケーブルの 2次応力に関する研究は、Wyatt⁴⁾によって計算方法が確立され、西村ら⁵⁾、前田ら⁶⁾、および中村ら⁷⁾が本州四国連絡橋の吊橋に適用し、主ケーブルの設計応力に対する 2次応力の影響を明らかにしている。斜張橋のケーブルは、吊橋の主ケーブルと比較して 2次応力が小さいとされてきたが、ケーブルの太径化にともない、文献 8)~11)では、定着部での 2次応力緩和方法を考案し、その効果を明らかにしている。

「活荷重応力の発生頻度」については、供用期間内に生じる最大断面力、および疲労に関する問題が考えられる。供用期間内に生じる最大断面力を推定することは、設計活荷重やケーブルの安全率の設定に際して重要な因子であり、佐伯²⁾は明石海峡橋大橋、齋藤ら¹²⁾は 4 径間吊橋、北田ら¹³⁾は斜張橋を対象に確率論的な手法によって供用期間内に発生する最大断面力について検討を行っている。ケーブルの疲労に関しては、素線自体あるいはケーブルとして束ねた場合の疲労強度に関して数多くの研究が行われている^{14),15),16),17)}など。また、ケーブル部材の疲労に関しては、牧野ら¹⁸⁾、および中村ら¹⁹⁾が実交通流を想定した活荷重シミュレーションによって、斜張橋ケーブルの

疲労耐久性に関する検討を行い、照査方法の提案を行っている。

「応力の不均一性」については、ケーブルが素線の集合体であることに起因する問題であるが、工場で長さ管理されて制作される平行線ケーブル等ではあまり問題とならないと考えられる。ただし、エアスピニング工法で架設される吊橋や、現場製作されるPC鋼線を用いる橋梁には若干の配慮が必要となる。

「他の構造部分の安全率とのバランス」については、限界状態設計法における終局限界状態や構造物全体の耐荷力に関する問題である。野上ら²⁰⁾は長大吊橋を対象に、野口ら²¹⁾、および謝ら²²⁾は鋼斜張橋を対象に橋梁の各構成部材の安全率をパラメータとして耐荷力解析を行い、適切な安全率のバランスについて検討および提案を行っている。

道路橋示方書¹⁾に挙げられている上記の項目以外の要因としては、ケーブルの腐食が挙げられる。初期建設時における防食処理、将来的な腐食量、取替可能かどうかなど腐食に対する考え方が安全率の決定に影響を与える。明石海峡大橋では、主ケーブルに対して送気システムによる防食方法²⁾が確立されたことも安全率低減を可能とした要因の一つとなっている。

4.4.2 ケーブル部材の安全性照査式

ケーブル部材の安全性を照査するにあたって、限界状態設計法の適用を考えた場合、どのような限界状態(終局限界、疲労限界、および使用限界)で部材が決定されるかについて議論する必要がある。しかしながら、使用限界に関しては、鋼橋ケーブルではあまり問題となることがない^{23), 24)}。腐食等に関しては数値化が難しく照査方法が確立されていない。また、疲労限界に関しては、2002年に鋼道路橋の疲労設計指針が発行され、鋼橋の疲労照査法として定着しつつある。そこで、本節においては、許容応力度設計法との比較も考慮して、終局限界状態の安全性照査式によって部材が決定されるという前提のもとに考察を行っている。

終局限界状態の安全性照査式については、安全係数の細分化によって表記の方法が変わってくるが、ここでは、式(4.4.1)に部材の重要度を考慮できる安全係数を追加した次式をケーブル部材の安全性照査式として提案している。

$$\gamma_0 (\gamma_{fd} (D + PS) + \gamma_{fl} \cdot L + \gamma_{ft} \cdot T) \leq 1 / \gamma_b \cdot R / \gamma_m \quad (4.4.1)$$

ここに、

D	: 死荷重
PS	: ケーブルプレストレス
T	: 温度荷重
L	: 活荷重
γ_0	: 包括安全係数
γ_{fd}	: 死荷重係数
γ_{fl}	: 活荷重係数
γ_{ft}	: 温度荷重係数
γ_m	: 抵抗係数
γ_b	: 部材係数

である。各安全係数で配慮する内容を表-4.4.1に示す。

式(4.4.1)において、プレストレスは完成系におけるケーブル張力に含まれるため、死荷重として考慮する。プレストレストコンクリートでは、プレストレスを永久荷重として死荷重と分離し、荷重係数を 1.0 とする考え方が採用されており²⁵⁾、鋼橋のケーブル部材でのプレストレスの取り扱いに関しても議論の余地がある。

また、斜張橋の耐荷力解析における荷重の取り扱いに関しても、増分荷重として考慮する方法²⁶⁾と増分荷重から分離する方法²⁷⁾があり、斜張橋の終局限界状態の定義と合わせて、今後の課題であると考えられる。

4.4.3 各安全係数の数値

ここでは、橋梁のケーブル部材における式(4.4.1)および表-4.4.1の各安全係数について、それぞれが配慮する内容について述べ、数値設定および吊形式橋梁への適用方法について考察を加えている。

表-4.4.1 式(4.4.1)における安全係数の定義

安全係数の種類	定義
荷重係数 γ_f	荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重の算出方法の不確実性、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変化等を考慮するための安全係数。
包括安全係数 γ_0	構造物の重要度、構造解析の不確実性、腐食などの数値化が困難な内容、未知現象の発生などを考慮するための安全係数。
抵抗係数 γ_m	材料強度の特性値から望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮するための安全係数。
部材係数 γ_b	部材の重要度(対象とする部材が限界状態に達したときに構造物全体に及ぼす影響)等を考慮するための安全係数。

(1) 材料係数

材料係数 γ_m は、素線を束ねたことによるケーブル強度への影響を考慮するための安全係数として定義される。素線を束ねたことによるケーブル強度への影響については、旧道路橋示方書(1996年版まで)²⁸⁾や文献 29)で素線の引張強度に乗じる部材強度係数が与えられており、ストランドロープで 0.85、スパイラルロープおよびロックドコイルロープで 0.90、ならびに平行線ケーブルで 0.95 である。しかし、より線 3 種(ストランド、スパイラル、およびロックドコイル)が構造用ワイヤロープ(JIS G 3549)³⁰⁾として JIS 化され、ケーブル材料としての引張強度が規格化されたことによって、2002 年発行の道路橋示方書からは、より線に対する部材強度係数は用いられなくなっている。また、平行線ケーブルについても日本鋼構造協会規格³¹⁾で引張強度が規格化されており、部材強度係数は用いられていない。一方、PC 鋼線では、道路橋示方書コンクリート編における許容応力度($0.6\sigma_b$ と $0.75\sigma_y$ のうち小さい方)の算出に降伏点が必要であることから、引張強度に加えて降伏点に相当する 0.2% 永久伸び耐力が PC 鋼線および PC 鋼より線に対して規格化されている。

本節では、規格化されていない降伏点を基準強度として採用することを考慮して、旧道路橋示方書(1996年版まで)²⁸⁾や文献 29), 32), および 33)を参考にして、部材強度係数の逆数を材料係数として採用している。表-4.4.2 には、材料係数を示す。ただし、設計の簡略化という観点から、ケーブル部材の降伏点の規格化が望まれる。

表-4.4.2 ケーブル部材の材料係数

構造用ケーブルの種類	材料係数 γ_m
ストランドロープ	1.15
スパイラルロープ	1.1
ロックドコイルロープ	1.1
平行線ストランド	1.0

(2) 荷重係数

各設計荷重に対する荷重係数 γ_{ft} , γ_{fl} , および γ_{ft} は、供用期間内に作用する実際の荷重が設計荷重を上回る可能性を考慮するための安全係数であり、一般的に確率論的な手法によって決定される。活荷重係数について、東神戸大橋(阪神高速道路公団, 3 径間連続鋼斜張橋)では、渋滞を想定した活荷重シミュレーションが行われており、シミュレーションによる断面力の最大値は、最大でも等価 L 荷重³³⁾による各部材の断面力の 1.0~1.1 倍であることを明らかにしている³⁴⁾。また、明石海峡大橋でも同様のシミュレーションにより、活荷重係数を 1.5 に設定している²⁾。活荷重係数については、活荷重の大きさそのものが供用期間内の最大荷重を想定して設定された荷重値^{35),36)}であるため、渋滞が頻繁に起こる場合や車線数が特に多く広幅員の場合、満載渋滞の影響の大きい吊橋主ケーブルを除いては、設計荷重を大きく超過する確率は少ないと考えられる。ただし、変動荷重に対しては、長期的な交通量および車両重量の増加に対する配慮が必要である。本検討では、前節で用いた手法によって算出する場合を除いては、 $\gamma_{fl}=1.5$ を用いている。この値は、合成桁の降伏に対する安全度照査式 $1.3D+2.0(L+I)$ を $1.3(D+1.5(L+I))$ と書き換えた場合、AASHTO³⁷⁾における終局荷重の荷重組み合わせ式 $1.3(D+5/3(L+I))$, および、明石海峡大橋における実績を考慮したものである。

死荷重係数は、設計時に設定する仮定死荷重と実際の死荷重との差や塗装の塗り替えや付属物の増加といった将来的な死荷重の増加に対して見込まれるものである。設計時の仮定死荷重と実死荷重の差に関して、鋼構造の場合には正確に重量を算出できるため、現場で施工する舗装を除けば、その差は小さい²⁾。重量のばらつきの大きいコンクリート床版を用いる場合に対しては配慮が必要である。本検討では、コンクリート床版を用いる場合には $\gamma_{ft}=1.10$, 鋼構造の場合には $\gamma_{ft}=1.05$ を用いる。また、温度荷重係数については、影響が小さいことを考慮して、 $\gamma_{ft}=1.0$ を用いる。

(3) 部材係数

部材係数 γ_b は、斜張橋ではアンカーケーブルとその他のケーブル、吊橋では主ケーブルとハンガーケーブルとの違い等、部材の重要度や補修・取替が必要になった場合の構造物に対する影響を考慮するための安全係数である。本検討では、対象部材が橋梁全体の終局強度に与える影響(部材の重要度), および取替の難易度を考慮して、表-4.4.3 のように設定している。

表 4.4.3 ケーブル部材の部材係数

ケーブルの種類	部材係数 γ_b
吊橋主ケーブル	1.1
ハンガーロープ(アーチ橋, ニールセン橋を含む)	1.0
斜張橋アンカーケーブル	1.1
斜張橋ケーブル	1.0

(4) 包括安全係数

包括安全係数 γ_0 は、構造物の重要度、未知現象の発生および腐食などの数値化が困難な不確定要因に対する影響を考慮するための安全係数である。これは、また、許容応力度に含まれる安全率のうち、数値化が困難な内容に対するものである。

構造物の重要度を数値化することは難しい。これまで使用されてきた許容応力度設計法における安全率を比較すると、鋼構造建築物等で 1.5、鋼道路橋、海洋構造物等で 1.7、パイプライン、水門扉等 2.0²⁹⁾ が用いられてきた。このように、構造物の使用目的や社会的な影響度によって経験的に異なる安全率が設定されている。ただし、これらの許容応力度設計法における安全率には、構造物の重要度以外の要因も含まれている。

腐食に対しては、包括安全係数から分離してケーブルの防食方法によって変化させる方法も考えられるが、防食性能に対する評価方法が確立されていないことや使用環境によって変化するため、本章では、不確定要因として包括安全係数に含むものとしている。ただし、本章で設定する包括安全係数はメンテナンスフリーの観点から、吊橋主ケーブルでは送気システムの設置、ハンガーロープ、斜張橋ケーブルでは、工場防食を前提として考えるものとする。

包括安全係数は、前述した部材の重要度を考慮した部材係数を考慮しない場合に 1.3~1.4 が一つの目安となることが文献 29) に解説されている。また、明石海峡大橋では、部材係数が分離されていない条件で包括安全係数 1.56(引張強度に対して包括安全係数 2.0) が採用されている²⁾。本研究では、前節で部材係数を分離したこと、および、その他不確定要因を含む影響を考慮して、包括安全係数 $\gamma_0=1.35$ を採用している。この数値の妥当性については、4.2 の鋼斜張橋、4.3 の中規模単径間吊橋に対して提案した許容応力度設計法の安全率と比較することによって、次項にて検証する。

4.4.4 安全率の試算

終局限界状態に対する安全性照査式(式(4.4.1))と前項で設定した部材安全係数を用いて、許容応力度設計法における安全率を試算した結果を表-4.4.4 に示す。また、設定した荷重比率およびケーブルの種類を表-4.4.5 に示す。活荷重比率については、4.2 および 4.3 節における試設計結果や文献 33),34),38),39),および 41)等を参考に一般的な比率を設定している。また、比較のためにエクストラドーズド橋の斜材についても試算を行っている。表-4.4.4 に示す安全率 ν_y および ν_b は、それぞれ素線の降伏点およびケーブル引張強度に対する安全率で示している。安全率 ν_b は、そのまま現行の安全率と比較できる値となっている。ケーブルの引張強度に対する安全率は、吊橋で約 2.2、斜張橋アンカーケーブルで約 2.5、および斜張橋のその他のケーブルで約 2.2 となっ

おり、4.2 および 4.3 節で設定した許容応力度法における安全率とほぼ同等の値となっている。このことは、包括安全係数 $\gamma_F=1.35$ が概ね妥当な設定であることを示している。当然、これらの部材に対しては、2002 年発行の疲労設計指針⁴⁾による疲労照査方法を満足すること、および使用限界状態に対する対策を講じることが必要となる。エクストラードズド橋については、本検討による照査式を適用すると、引張強度に対する安全率は 1.95 となり、現行の PC 鋼線の安全率(引張強度に対して 1.67)よりも若干高い値となる。

一方、素線の降伏点である 0.7(0.8)%全伸び耐力に対する安全率は、約 1.6~1.8 であり、一般鋼材の安全率 1.7 と整合性のとれる値となっている。参考のため、表-4.4.6 には、許容応力度設計法における一般鋼材の安全率を示す。一般鋼材の降伏点に対する安全率は、引張強度が 520N/mm²以下

の鋼材では 1.7 程度であるが、高強度化することによって大きくなる。これは、強度が高くなるにつれて降伏比(YR)が大きくなることによるものであり、HT690 および HT780 材では、引張強度に対する安全率 2.2 をもとに許容応力度が決まっている。

表-4.4.4 安全率の試算結果

橋梁形式 部材の種類	γ_0	γ_b	γ_m	γ_{fd}	γ_{fl}	γ_{ft}	素線の降伏点 に対する安全率	ケーブルの引張強度 に対する安全率
							γ_y	γ_b
吊橋								
主ケーブル	1.35	1.1	1.0	1.05	1.5	1.0	1.69	2.17
ハンガーケーブル	1.35	1.0	1.15	1.05	1.5	1.0	1.83	2.17
斜張橋								
アンカーケーブル	1.35	1.1	1.0	1.05	1.5	1.0	1.82	2.47
その他のケーブル	1.35	1.0	1.0	1.05	1.5	1.0	1.59	2.16
エクストラードズド橋	1.35	1.0	1.1	1.10	1.5	1.0	1.66	1.95

表-4.4.5 設定した荷重比率とケーブルの種類

橋梁形式 部材の種類	荷重比率(%)			ケーブルの種類	$\sigma_b / \sigma_{0.7(0.8)y}$ (N/mm ²)
	死荷重	活荷重	温度荷重		
吊橋					
主ケーブル	80.0	19.0	1.0	平行線ストランド	1770/1372
ハンガーケーブル	70.0	29.0	1.0	ストランドロープ	1470/1078
斜張橋					
アンカーケーブル	60.0	39.0	1.0	平行線ケーブル	1570/1156
その他のケーブル	70.0	29.0	1.0	平行線ケーブル	1570/1156
エクストラードズド橋	95.0	4.0	1.0	PC 鋼線	1730/1470*

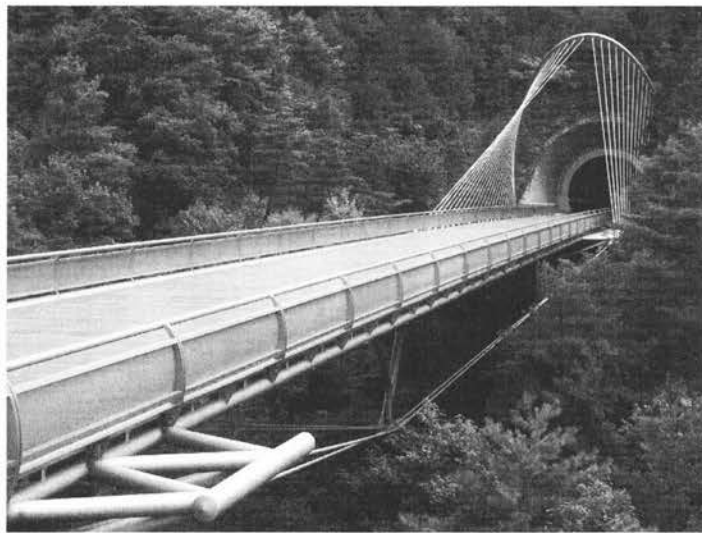
※PC 鋼線は 0.2%永久伸び耐力を降伏強度としている。

表-4.4.6 許容応力度設計法における一般鋼材の安全率

鋼種	SM400		SM490		SM490Y			SM520		
	$t \leq 40$	$40 < t \leq 100$	$t \leq 40$	$40 < t \leq 100$	$t \leq 40$	$40 < t \leq 75$	$75 < t \leq 100$	$t \leq 40$	$40 < t \leq 75$	$75 < t \leq 100$
引張強さ σ_B (N/mm ²)	400	400	490	490	490	490	490	520	520	520
降伏点 σ_Y (N/mm ²)	235	215	315	295	355	335	325	355	335	325
許容応力度 σ_a (N/mm ²)	140	125	185	175	210	195	190	210	195	190
σ_B / σ_a	2.86	3.20	2.65	2.80	2.33	2.51	2.58	2.48	2.67	2.74
σ_Y / σ_a	1.68	1.72	1.70	1.69	1.69	1.72	1.71	1.69	1.72	1.71

鋼種	SM570			HT690	HT780
	$t \leq 40$	$40 < t \leq 75$	$75 < t \leq 100$	$t \leq 50$	$t \leq 50$
引張強さ σ_B (N/mm ²)	570	570	570	690	780
降伏点 σ_Y (N/mm ²)	450	430	420	590	685
許容応力度 σ_a (N/mm ²)	255	245	240	315	355
σ_B / σ_a	2.24	2.33	2.38	2.19	2.20
σ_Y / σ_a	1.76	1.76	1.75	1.87	1.93

ケーブル系橋梁の写真館



ミホミュージアム（滋賀県信楽町）

4.5 本章の要点

本章では、橋梁に用いられるケーブルの安全率の現状についてまとめ、鋼斜張橋ケーブル、および単支間吊橋主ケーブルを対象とした部材安全率の合理化について述べた。また、橋梁ケーブルに限界状態設計法を適用した場合の安全率を試算し、現行の安全率や検討結果との比較によって、照査式および安全係数の妥当性について述べた。以下には、本章の内容をまとめている。

(斜張橋ケーブルの部材安全率について)

- (1) 側径間最上段ケーブル以外のケーブルでは、2次応力の影響は小さく、鋼道路橋の疲労設計指針を十分クリアする。また、中央支間が長くなる(長大化する)ことによって、ケーブル部材の活荷重比率、およびケーブル応力の影響線振幅が小さくなり、斜張橋ケーブルの疲労安全性が高くなる。
- (2) 2次応力の影響が大きい側径間最上段ケーブルに対して安全率 2.5、その他のケーブルに対して安全率を 2.2 としたモデルについては、側径間最上段ケーブルにおいて、現行の設計と同等の疲労安全性が確保できる。
- (3) 鋼斜張橋のケーブルについて、疲労安全性の観点から、現在用いられている安全率よりも小さく設定できる可能性があることを示している。一般的に鋼斜張橋では、鋼桁断面が小さくなるように鉛直荷重のほとんどをケーブルが分担するように設計するため、ケーブル安全率の低減比率分だけケーブル断面積を小さくすることができる。これに対して鋼主桁や塔の鋼重増加は小さく、現在の設計よりも経済的な断面が設定できる。この効果は斜張橋の規模が大きいほど顕著である。

(吊橋主ケーブルの安全率について)

- (1) 中規模の単径間吊橋では、年間10回の2車線渋滞、大型車混入率20%、および供用期間100年を想定した場合、主ケーブルの最大張力が等価L荷重による設計張力とほぼ等価となる。また、活荷重載荷シミュレーションによって算出した供用期間内の主ケーブル最大応力は、ケーブル材料の降伏点に相当する0.7%全伸び耐力に対して十分な余裕を有している。
- (2) 実橋の吊橋で想定される最大の交通量を仮定した活荷重係数と荷重係数法による主ケーブルの安全性照査式とを用いて安全率を試算した結果、現行の許容応力度設計法における主ケーブルの安全率が低減可能である。
- (3) 一般的な吊橋では、ケーブル工事費が全体工費の20~30%程度を占めており、ケーブル材料費がケーブル工事費に占める割合も大きい。そのため、ケーブル断面積の低減が吊橋の経済性に及ぼす影響は大きい。したがって、本検討で示したような活荷重係数を推定する方法で主ケーブル断面を設計することによって、より経済的な吊橋の設計が可能となる。

(橋梁ケーブルの安全率について)

- (1) 鋼構造物に関する設計基準・指針・設計法に関する既往の研究等を参考にして、橋梁ケーブルの限界状態設計法における終局限界状態の照査式および各部材安全係数を提案している。
- (2) 一般的な橋梁モデルに提案した照査式を適用し、現行の許容応力度設計法との整合性についての検証を行うとともに、橋梁形式や部材特性に応じた合理的な断面設計が可能となる。

参考文献

(4.1.1)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 2) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4.
- 3) 日本道路公団名古屋建設局：名港西大橋工事誌，pp.220-232，1986.3.
- 4) 望月秀次，湯川保之，花田克彦，中川知和，安田克典，埴 洋二：ケーブルトラス橋の構造特性と設計，構造工学論文集，Vol.44A，土木学会，pp.1181-1190，1998.3.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，p.128，2002.3.

(4.1.2)

- 1) PC斜張橋・エクストラードズド橋 設計施工基準（案），（社）プレストレストコンクリート，2000.

(4.2)

- 1) 長井正嗣，謝 旭，山口宏樹，野上邦栄，新井田勇二：斜張橋ケーブルの非弾性挙動が終局挙動，強度に与える影響及び安全率低減に関する一考察，土木学会論文集，No.661，I-53，pp.85-94，2000.10.
- 2) 野口二郎，北田俊行，引口 学：斜張橋の部材安全率と橋梁全体の終局強度の関係，構造工学論文集，Vol.47A，土木学会，pp.137-146，2001.3.
- 3) 中村俊一：橋梁ケーブルの限界状態設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，土木学会，pp.1247-1254，2001.3.
- 4) 山崎 淳，山縣啓二，春日昭夫：斜材により補強されたコンクリート橋の構造特性—斜張橋とエクストラードズド橋—，橋梁と基礎，Vol.29，No.12，pp.33-38，1995.12.
- 5) プレストレストコンクリート技術協会：PC斜張橋・エクストラードズド橋設計施工規準（案），資料編，2000.11.
- 6) 本州四国連絡橋公団：吊橋のケーブルに関する検討，p.102，1978.
- 7) Miki, C., Goto, Y., Yoshida, H., and Mori, T. : Computer Simulation Studies on the Fatigue Load and Fatigue Design of Highway Bridges, Structural Eng. /Earthquake Eng., Vol.2, No.1, pp.37-45, 1985.
- 8) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，pp.81-122，2002.3.

(4.3)

- 1) 本州四国連絡橋公団：長大橋 NEWS レターNo.17，御所浦第2架橋の計画概要，2003.9.
- 2) 本州四国連絡橋公団：長大橋 NEWS レターNo.18，（仮称）豊島大橋（第2報），2003.12.
- 3) 野上邦栄，齋藤一則，長井正嗣，藤野陽三：超長大吊橋の終局強度に着目した主ケーブル，ハンガーおよび主塔の安全率の合理化，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.323-334，2001.7.
- 4) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討Ⅱ，土木研究所資料第2700号，橋梁研究室，1989.1.
- 5) 齋藤展生，村越 潤，西川和廣：活荷重シミュレーション解析による四径間吊橋の設計活荷重に関する検討，構造工学論文集，Vol.45A，土木学会，pp.1253-1262，1999.3.
- 6) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4.
- 7) 佐伯彰一：長大吊橋主ケーブルの材料および防錆に関する研究，東京大学学位論文，2000.4.
- 8) 久保喜延：維持管理の観点から構造設計と融合させた合理的な耐風設計のあり方，橋梁と基礎，Vol.38，No.3，2004.3.
- 9) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，pp.112-113，1991.7.

- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 11) 本州四国連絡橋公団：吊橋のケーブルに関する検討，pp.110-119，1978.3.
- 12) 土木学会：鋼構造設計指針 PART A 一般構造物，鋼構造シリーズ⑨A，pp.33-36，1997.5.
- 13) 峰地慎一，穂山正幸，広沢正雄，山下 保，小林芳洋：韓国永宗大橋ケーブル工事支援とエアスピニング工法の将来展望，R&D 神戸製鋼技報，Vol.53，No.1，通巻 203 号，pp.69-74，2003.4.
- 14) 秦 健作，木村一也，穂山正幸：吊橋ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の遅れ破壊特性試験，土木学会年次学術講演会講演概要集，第 1 部，Vol.58，pp.1379-1380，2003.

(4.4)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，2002.3.
- 2) 佐伯彰一：長大吊橋主ケーブルの材料および防錆に関する研究，東京大学学位論文，2000.4.
- 3) 本州四国連絡橋公団：吊橋のケーブルに関する検討，pp.110-119，1978.3.
- 4) Wyatt, T.A. : Secondly Stress in Parallel Wire Suspension Cable, Proc. of ASCE, ST7, pp.37-59, 1960.
- 5) 西村 昭，新家 徹，中村憲市，土居憲司：吊橋架設途中における平行線ケーブルの変形と二次応力解析，土木学会論文報告集，No.260，pp.1-15，1977.4.
- 6) 前田幸雄，林 正，前田研一：主ケーブルの 2 次応力を考慮した吊橋の有限変位解析，土木学会論文報告集，No.315，pp.37-47，1981.11.
- 7) 中村憲市，新家 徹，西村 昭：ワイヤラッピングされた吊橋平行線ケーブルの二次応力解析，土木学会論文集，No.288，pp.67-81，1979.8.
- 8) 田中義人，長井 洋，原口俊男，小松定夫：平行線ケーブルの 2 次曲げ応力に関する研究，構造工学論文集，Vol.35A，土木学会，pp15-25，1989.3.
- 9) 藤井 学，田中義人，原口俊男：平行線ケーブルの 2 次曲げ応力緩和に関する研究，構造工学論文集，Vol.42A，土木学会，pp.399-408，1996.3.
- 10) 坂本良文，北條哲男，江口立也，矢野守俊：斜張橋用プレ防食型ケーブルの二次応力および曲げ疲労強度に関する検討，土木学会論文集，No.446，I-19，pp.215-223，1992.4.
- 11) 中村俊一，高見伸一，坂本良文：斜張橋用セミパラレルワイヤケーブルの二次曲げについて，構造工学論文集，Vol.39A，土木学会，pp.1063-1073，1993.3.
- 12) 齋藤展生，村越 潤，西川和廣：活荷重シミュレーション解析による四径間吊橋の設計活荷重に関する検討，構造工学論文集，Vol.45A，土木学会，pp.1253-1262，1999.3.
- 13) 北田俊行，中井 博，野口二郎，岩廣真悟：実働活荷重にもとづいた連続桁橋，および斜張橋設計用の活荷重モデルについて，構造工学論文集，Vol.44A，土木学会，pp.71-80，1998.3.
- 14) 光島 功，西 寿樹，新家 徹：ケーブルワイヤーの疲労強度，神戸製鋼 R&D，Vol.25，No.1，pp.58-63，1975.1.
- 15) 岸本良孝，竹之内博行：橋梁用ロープの曲げ疲労試験，本四技報，No.11，1980.
- 16) 杉井謙一，三田村武，奥川淳志：PWS 定着部の疲労強度，構造工学論文集，Vol.37A，土木学会，pp.1263-1272，1991.
- 17) 遠藤武夫，奥川淳志，竹之内博行，三木千壽：橋梁用ケーブルの曲げ疲労強度，鋼構造論文集，第 1 巻 3 号，pp91-102，1994.9.
- 18) 牧野文雄，小松定夫，岡田好彦，久保雅邦：変動活荷重を受けるケーブルの疲労に対する信頼性評価手

- 法, 土木学会論文集, 第 362 号/I-4, pp333-342, 1985.10.
- 19) Nakamura, S., and Hosokawa, H. : Study on the Fatigue Design of Parallel Wire Strands on Cable-Stayed Bridges, Structural Eng. /Earthquake Eng., Vol.6, No.2, pp.327s-336s, 1989.
 - 20) 野上邦栄, 齋藤一則, 長井正嗣, 藤野陽三: 超長大吊橋の終局強度に着目した主ケーブル, ハンガーおよび主塔の安全率の合理化, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.323-334, 2001.7.
 - 21) 野口二郎, 北田俊行, 引口 学: 斜張橋の部材安全率と橋梁全体の終局強度の関係, 構造工学論文集, Vol.47A, 土木学会, pp.137-146, 2001.3.
 - 22) 謝 旭, 長井正嗣, 山口宏樹: ケーブルの塑性化を考慮した長大斜張橋の終局挙動に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, 土木学会, pp.229-236, 1998.3.
 - 23) 土木学会: 鋼斜張橋—技術とその変遷—, 鋼構造シリーズ 5, pp.40-47, 1990.9.
 - 24) ワイヤロープハンドブック編集委員会: ワイヤロープハンドブック, pp.464-475, 1995.3.
 - 25) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], pp.47-48, pp.148-149, 2002.
 - 26) 謝 旭, 長井正嗣, 山口宏樹: 長大斜張橋の終局強度解析と挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.171-181, 1998.7.
 - 27) 北田俊行, 野口二郎, 丹生光則, 狩野正人: 鋼斜張橋の耐荷力解析におけるプレストレスの取扱いに関する一考察, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, Vol.18, pp.371-376, 1996.7.
 - 28) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, p.364, 1996.12.
 - 29) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物, 鋼構造シリーズ⑨A, pp.33-36, 1997.5.
 - 30) 日本規格協会: JIS ハンドブック, 2000.
 - 31) 日本鋼構造協会: 構造用ケーブル材料規格 JSS II, 1994.11.
 - 32) 中村俊一: 橋梁ケーブルの限界状態設計法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, 土木学会, pp.1247-1254, 2001.3.
 - 33) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989.4.
 - 34) 阪神高速道路公団: 東神戸大橋工事誌, pp.217-222, pp.292-293, 1994.5.
 - 35) 建設省土木研究所: 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, 橋梁研究室, 1988.1.
 - 36) 建設省土木研究所: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討 II, 土木研究所資料第 2700 号, 橋梁研究室, 1989.1.
 - 37) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridge 15th ed., 1992.
 - 38) 日本道路公団名古屋建設局: 名港西大橋工事誌, pp.220-232, 1986.3.
 - 39) 阪神高速道路公団: 天保山大橋工事誌, pp.145-146, 1992.5.
 - 40) 本州四国連絡橋公団: 生口橋工事誌, p.78, 1993.7.
 - 41) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, pp.81-122, 2002.3.