

鋼橋技術研究会

設計部会 W / G (Aグループ)

調査研究報告書

限界状態設計法に関する調査・研究

平成7年5月

目次

まえがき	-----	3
第1章 限界状態設計法の書式について	-----	4
第2章 関連資料の要約	-----	9
2.1 『鋼構造物設計指針』に基く設計計算例とその考察(KABSE LRG 1988)	-----	9
2.2 限界状態設計法による鋼桁橋の試設計とその考察 (KABSE LRG 1990)	-----	15
2.3 鉄道構造物等設計標準・同解説／鋼・合成構造物 (鉄道総研 1992)	-----	25
2.4 限界状態設計法による合成桁橋の設計法に関する研究(JSCE 関西支部)	-----	44
2.5 カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準 (1979)	-----	46
2.6 AASHTOの設計標準について (1993 draft)	-----	50
第3章 安全係数の感度分析	-----	52
3.1 目的	-----	52
3.2 感度分析の方法	-----	52
3.3 感度分析結果	-----	54
3.4 考察	-----	58
第4章 現行設計法との校正計算	-----	59
4.1 目的	-----	59
4.2 校正計算の方法	-----	59
4.3 試算結果	-----	62
4.4 考察	-----	77
あとがき	-----	80

まえがき

許容応力度設計法は、設計法として合理的ではないとの批判があるものの、70年を超える経験に裏付けられた優れた設計法であり、その実績については万人の認めるところである。

歴史的に見ると、確率・統計的手法を用いて設計法を許容応力度設計法から限界状態設計法に移行させようという動きは1955年旧ソ連で始まり、東ヨーロッパ諸国がそれに続いた。西ヨーロッパや北米諸国では少し遅れて設計基準の見直しが始められた。

西ヨーロッパでの動きを代表的な国を中心に見てみると、イギリスでは1978年から1984年にかけて限界状態設計法の書式でBS5400を完成させており、ドイツでは1991年にDIN18800において限界状態設計法に基づく設計基準を完成させた。ヨーロッパ全体を見ると1970年代以降ISOの国際規格に準拠するために、ヨーロッパの共通基準であるEurocodeを作成すべきであるとの声が挙がり、ECCS, IABSE, CEB-FIPなどが協力して1992年に共通の設計基準を作成している。

一方、北米では、1973年にAASHTOが荷重係数設計法を導入したが、キャリブレーションが十分なされなかったこともあり、不完全な限界状態設計法と位置づけられ、近年組織的な検討が重ねられた結果、適用範囲の広い荷重抵抗係数設計法が1994年AASHTOによって認められた。カナダでも、1983年に北米圏で初めて完成させた限界状態設計法に基づくオンタリオ州道路橋設計基準の見直しを行っており、カナダの統一設計基準を1996年までに完成することになっている。これらの北米圏の設計基準もISOの国際規格に歩み寄りを見せている点は注目に値する。

このように世界の設計基準は確実に統一化の方向に向かっており、荷重規定を除けば、ISOに準拠した設計基準が共通基準として作成できるとの見方が広まってきている。

本報告書は、このような世界の趨勢に配慮し、日本の橋梁の設計基準が許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行することを想定して、限界状態設計法に移行したときの問題点について調査研究を行ったものである。具体的には、限界状態設計法と現行の許容応力度設計法との間のキャリブレーション方法について調査検討を加えている。

本報告書の作成にあたっては、限界状態設計法研究グループの各委員および鋼橋技術研究会の関連各位にお世話になりました。記してここに感謝の意を表します。

第1章 限界状態設計法の書式について

構造物の設計法の歴史を振り返るまでもなく、構造物の安全性の照査は、最大値と想定される荷重に対する荷重効果 S （断面力あるいは応力）と確率的に見て十分安全と思われる抵抗値 R とを比較して、

$$S \leq R \quad (1)$$

が成り立つように行うことが自然であり、合理的である。すなわち、十分大きな荷重に対する荷重効果 S と十分小さな抵抗値 R とを比較して安全性を確保しようという考え方である。

しかしながら、確率統計の理論に基づいて荷重効果 S や抵抗値 R を十分安全側にとったとしても、設計から施工に至るまでのあらゆる段階における未知の要因を S や R の中に含ませることはできず、無知係数とも呼べるような安全率 ν （ $\nu \geq 1$ ）を考えることの必然性が多くの事故例を教訓に提案された。そして、式（1）の安全性照査式をさらに安全側に持ってゆくため、 S と R との間に一定の比で表される安全率を確保するという表現

$$S \leq R / \nu \quad (\text{応力で示せば、} \sigma \leq \sigma_a = \sigma_u / \nu : \sigma_u = \text{材料強度}) \quad (2)$$

がナビエによって提案された（1826年）。その後材料の進歩と相まって、長い間、式（2）が許容応力度設計法の照査式として使われてきた。

土木学会で作成した鋼構造物設計指針（第1版）では、限界状態設計法の設計フォーマットが明確になるように、現行の許容応力度設計法の抵抗値の側に含まれていた安全率 ν を抵抗値から独立させ、式（2）を変形し、

$$\nu \frac{S(F_d)}{R(f_d)} \leq 1 \quad (3)$$

の形の限界状態照査式が提案された。ここに、 F_d ：設計荷重、 f_d ：設計材料強度、 S ：荷重効果、 R ：抵抗値、 ν ：安全率である。式（2）が土木学会規準である鋼構造物の限界状態設計法の照査式の基本形であり、この限界状態設計法の照査式が現行の許容応力度設計法によるものと等価であることは周知の通りである。

一方、土木学会が作成したコンクリート構造物の限界状態設計法では、

$$\gamma_i \frac{\gamma_a S(\gamma_f F_k)}{1 / \gamma_b \cdot R(f_k / \gamma_m)} \leq 1 \quad (4)$$

の形の安全性照査式が用いられている。ここに、 F_k ：荷重の特性値、 f_k ：材料強度の特性値、 S ：荷重効果（断面力）、 R ：抵抗値（断面耐力）、 γ_f ：荷重係数、 γ_a ：構造解析係数、 γ_m ：材料係数、 γ_b ：部材係数、 γ_i ：構造物係数である。この式はISOの国際規準に準拠したものであり、式（3）に見られる安全率 ν を5つの係数に割り振り、技術の進歩にあわせて安全性を確保するための係数を変更しやすくした点で

大きな進歩と考えられる。

式(3)と式(4)を比較すると本質的な差異はなく、不確定要因について、どちらがきめ細かく対応できるフォーマットであるかという点だけである。つまり、歴史的背景を考慮すれば、式(3)、(4)ともに、荷重効果の設計値 S_d と抵抗の設計値 R_d を比べて(安全性を照査するとき用いる値を設計値と呼ぶ)、

$$S_d \leq R_d \quad (5a)$$

あるいは

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (5b)$$

が成立すれば、安全性の確保ができていると考えていることに他ならない。設計値として S_d と R_d をどのように決めるかという点が変わっているだけである。例えば、鋼構造物とコンクリート構造物の限界状態設計法の学会規準である式(3)と式(4)はそれぞれ、鋼構造物については、

$$S_d = \nu S(F_d), R_d = R(f_d) \quad (6a)$$

とおき、コンクリート構造物については、

$$S_d = \gamma_i \gamma_a S(\gamma_i F_k), R_d = 1/\gamma_b \cdot R(f_k/\gamma_m) \quad (6b)$$

とおけば、見かけ上、式(5)の形で表現できる。すなわち、荷重効果と抵抗の設計値をどのように定め、安全率をどのように評価するかが設計フォーマットの違いになって現れているのである。

そこで抵抗値に関する最新の成果を取り入れることを前提に、抵抗の設計値 R_d を最新のEurocodeに合わせて

$$R_d = \phi R_{ave}(f_d) \quad (7)$$

と表す。ここに、 f_d :設計材料強度(鋼とコンクリートで異なる)、 R_{ave} :抵抗値(式(6b)に見られる R と同じように平均値曲線をさすが、そのことを明確にするため、aveの文字を付けた)、 ϕ :抵抗係数である。すなわち、コンクリート構造物で考えられている部材係数 γ_b と材料係数 γ_m をまとめて一つの係数 ϕ で表し、1より小さい係数 ϕ (抵抗係数と暫定的に呼ぶ)を導入して、抵抗の設計値の確率的扱いを容易にする。ここに、抵抗係数を $\phi \leq 1$ としたわけであるが、コンクリート構造物の限界状態設計法に則って ϕ の代わりに $1/\gamma_b$ ($\gamma_b \geq 1$)を利用しても本質的な差異はなく、またそのような変換は容易である。式(7)では、低めの(小さな)抵抗値を取っているという意味を明確に表現するため、抵抗係数として1より小さい ϕ を採用している。

さらに、安全率を荷重効果の側に持ってゆき、荷重効果の設計値を

$$S_d = \nu S(F_d) \quad (8)$$

と表すことにする。線形構造解析を前提とするときには式(8)で問題なく処理でき、安全率の意味が設計フォーマット上もはっきりするのであるが、非線形構造解析を利用する場合には、図-1から明らかなよう

に、荷重効果 S は ν 倍された設計荷重 F_d に対して計算された値が一番大きくなり、前述したように安全率の持つ役割が荷重効果と抵抗値との間に一定の比率の安全性を確保させることである点に注意すれば、

$$S_d = S(\nu F_d) \quad (9)$$

とした方が妥当な荷重効果の設計値を与えることが分かっているので、設計荷重 F_d を安全率倍 (ν 倍) した値に対して荷重効果を計算することが合理的である。もちろん線形構造解析の場合には式 (8) と式 (9) は同じになるので式 (9) は式 (8) を含むことになる。付言するならば、式 (9) の中に見られる ν は荷重係数ではなく、あくまでも安全率であることに注意されたい。また式 (9) の安全率 ν の中にはコンクリート構造物の限界状態設計法の照査式 (4) の構造物係数 γ_i と構造解析係数 γ_a が含まれていると考えることもできる。

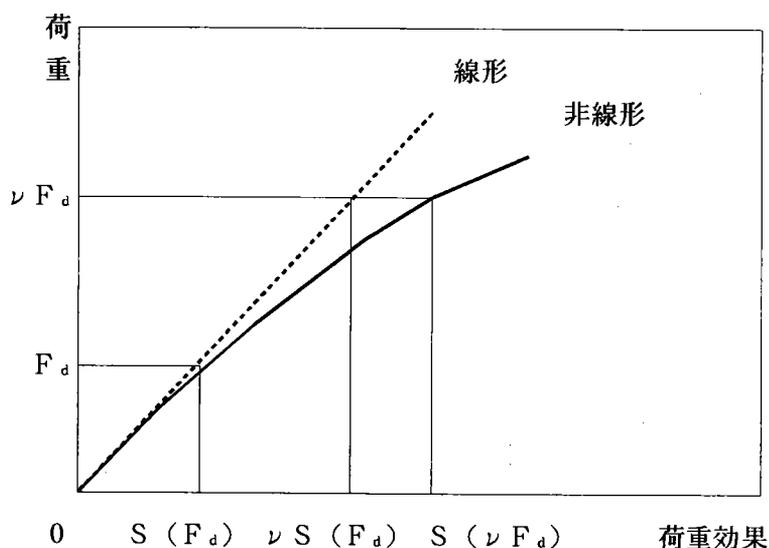


図-1 荷重と荷重効果の関係

以上をまとめれば荷重効果が一つの場合、安全性照査の基本式は

$$S_d \leq R_d \quad (10a)$$

あるいは

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (10b)$$

とかける。ここに、

$$R_d = \phi R_{ave}(f_d) \quad (11a)$$

$$S_d = S(\nu F_d) \quad (11b)$$

である。

一般的な荷重状態を考えると、荷重効果（断面力）が一つの軸力やモーメントで表されることは少なく、いくつかの断面力が構造部材に生じることが想定される。この場合には荷重効果とそれに対応する抵抗値の次元を合わせなければならず、式（10 a）では、整合性がとれなくなることがあり得るので、式（10 b）の形を採用することが適切である。すなわち、複数の荷重効果（断面力）が生じるときには、

$$\sum_{i=1}^n \frac{S_{d_i}}{R_{d_i}} \leq 1 \quad (12)$$

と拡張するのが正しい。この式は、それぞれの項が単独に存在するときも安全性の確保が保証され（ $S_{d_i}/R_{d_i} \leq 1$ を指す）、式（10）を含んでいる点で一般性を有している。

さらに、一般的な場合を想定すれば、断面力同士が連成する場合や非線形強度相関式を用いる場合には

$$G(S_{d1}/R_{d1}, S_{d2}/R_{d2}, \dots, S_{dn}/R_{dn}) \leq 1 \quad (13)$$

と書くことができる。ここに、Gは一般的な安全性評価関数である。

鋼構造物の設計基準の設計フォーマットを整理すると、基本的には式（10 b）の照査式、すなわち

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (14)$$

を採用し、荷重効果と抵抗値の設計値 S_d 、 R_d をそれぞれ

$$R_d = \phi R_{av} (f_d) \quad (15 a)$$

$$S_d = S (\nu F_d) \quad (15 b)$$

と定義する。ここに、 f_d ：設計材料強度（鋼とコンクリートで異なる）、 R_{av} ：抵抗値（平均値曲線を採用する）、 ϕ ：抵抗係数（1以下の数値となる）、

F_d ：設計荷重（荷重係数は用いない）、 ν ：安全率、 S ：荷重効果（断面力）である。

最後に、具体的な形の照査式を、軸方向引張力を受ける部材を例に説明する。まず、抵抗力の設計値 P_{tu} は、式（15 a）を参照して、

$$P_{tu} = \phi_t A_n f_d \quad (16)$$

とかける。ここに、 P_{tu} ：軸方向引張強度（kgf）、 A_n ：照査する断面の純断面積（ cm^2 ）、 ϕ_t ：引張部材の抵抗係数、 f_d ：鋼材の設計材料強度（ kgf/cm^2 ）である。

一方、荷重効果の設計値 P_{td} は、式（15b）を参照して、

$$P_{td} = \nu_t P \quad (17)$$

とかける。ここに、 P_{td} ：荷重効果の設計値（kgf）、 ν_t ：安全率、 P ：設計荷重（kgf）である。

したがって、終局限界状態に対する安全性の照査は、式（14）を参照して、

$$\frac{P_{td}}{P_{tu}} \leq 1 \quad (18)$$

によって行われることになる。

第2章 関連資料の要約

2.1 「鋼構造物設計指針」に基づいた設計計算例とその考察 (KABSE LRG 1988)

2.1.1 概要

わが国に於いては、コンクリート構造の分野では、限界状態設計法が取り入れられている。鋼構造物の分野では、昭和61年4月に鋼構造物設計指針の原案（第4次案）が作成された。報告書はこの鋼構造物設計指針の特徴、利点、問題点を洗いだすことを目的に試設計を行ったものをまとめたものである。

報告書の内容は、設計指針作成の背景と考え方、道路橋示法書との比較対照、試設計の例とその際生じた問題点についてまとめている。

2.1.2 鋼構造物設計指針

(1) 荷重の組合せと安定率

道路橋の限界状態・荷重の組合せ・安全率

	荷重の組合せ	設計荷重	安全率
終局限界状態（部材・継手）			
1	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重	$P + P P$	1.70
2	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響	$P + P P + T$	1.50
3	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	$P + P P + W$	1.35
4	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響+風荷重	$P + P P + T + W$	1.25
5	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	$P + P P + B K$	1.35
6	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重	$P + P P + C O$	1.00（鋼）
7	活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響	$P - (L + I) + E Q$	1.00
8	活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響+温度変化の影響	$P - (L + I) + E Q + T$	1.00
9	風荷重	W	1.40
10	制動荷重	$B K$	1.40
11	施工時荷重	$E R$	1.35
使用限界状態			
	活荷重	L	1.00

(2) 終局限界状態の照査

・ 曲げモーメントを受ける部材

$$\nu \frac{M_y}{M_{tuy}} + \nu \frac{M_z}{M_{tuz}} \leq 1$$

$$\nu \frac{M_y}{M_{cuy}} + \nu \frac{M_z}{M_{cuz}} \leq 1$$

$$\nu \frac{M_y}{M_{culy}} + \nu \frac{M_z}{M_{culz}} \leq 1$$

・ 軸方向力を受ける部材の照査

1) 引張力を受ける場合

$$\nu \frac{P}{P_{tu}} \leq 1$$

2) 圧縮力を受ける場合

$$\nu \frac{P}{P_{cu}} \leq 1$$

・ 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材

1) 軸方向力が引張力の場合

$$\nu \frac{P}{P_{tu}} + \nu \frac{M_y}{M_{tuy}} + \nu \frac{M_z}{M_{tuz}} \leq 1$$

$$- \nu \frac{P}{P_{tu}} + \nu \frac{M_y}{M_{cuy}} + \nu \frac{M_z}{M_{cuz}} \leq 1$$

$$- \nu \frac{P}{P_{cul}} + \nu \frac{M_y}{M_{culy}} + \nu \frac{M_z}{M_{culz}} \leq 1$$

2) 軸方向力が圧縮力の場合

$$\nu \frac{P}{P_{cu}} + \nu \frac{M_y}{M_{cuy} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{c\gamma y}}\right)} + \nu \frac{M_z}{M_{cuz} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{c\gamma z}}\right)} \leq 1$$

$$\nu \frac{P}{P_{cul}} + \nu \frac{M_y}{M_{culy} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{c\gamma y}}\right)} + \nu \frac{M_z}{M_{culz} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{c\gamma z}}\right)} \leq 1$$

・せん断、ねじりモーメントを受ける部材

1) せん断力を受ける部材の照査

$$\nu \frac{S}{S_u} \leq 1$$

2) せん断力とねじりモーメントを受ける部材の照査

$$\nu \frac{S}{S_u} + \nu \frac{T_s}{T_{su}} + \nu \frac{T_w}{T_{wu}} \leq 1$$

$$\nu \frac{M_z}{M_{tuz}} + \nu \frac{M_w}{M_{wu}} \leq 1$$

$$\nu \frac{M_z}{M_{cuz}} + \nu \frac{M_w}{M_{wu}} \leq 1$$

・面内力を受ける板

1) 応力度の照査

$$\nu \frac{\sigma_{max}}{F} \leq 1$$

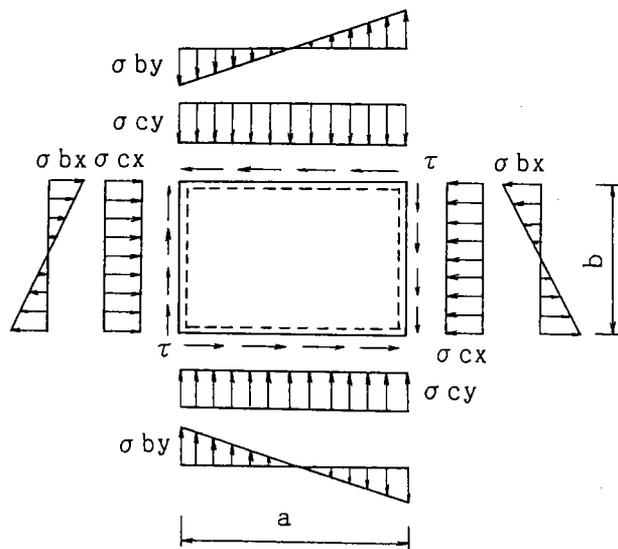
$$\nu \frac{\tau_{max}}{\tau_u} \leq 1$$

2) 二軸応力状態の照査

$$\left(\nu \frac{\sigma_x}{F} \right)^2 - \left(\nu \frac{\sigma_x}{F} \right) \left(\nu \frac{\sigma_y}{F} \right) + \left(\nu \frac{\sigma_y}{F} \right)^2 + \left(\nu \frac{\tau}{\tau_u} \right)^2 \leq 1$$

3) 座屈の照査

$$\nu \frac{\sigma_{cx}}{\sigma_{culx}} + \left(\nu \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bulx}} \right)^2 + \nu \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{culy}} + \left(\nu \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{buly}} \right)^2 + \left(\nu \frac{\tau}{\tau_{ul}} \right)^2 \leq 1$$



面内圧縮応力を受ける板

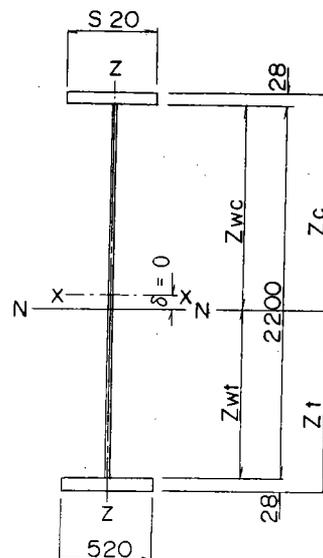
2. 1. 3 設計計算例（3径間連続非合成桁橋）

終局限界状態に対する主桁断面の安全性照査を行う。

1) 曲げモーメント $M = 824.30 \text{ t m}$

せん断力 $S = 24.90 \text{ t m}$

圧縮フランジ固定点間距離
床板に固定



2) 断面計算 (材質 SM53)

		A (cm ²)	Z (cm)	A Z (cm ³)	A Z ² (cm ⁴)
1-U・FLG PL.	520×28	145.60	111.40	16220	1806984
1-WEB PL.	2200×10	220.00			887334
1-L・FLG PL.	520×28	145.60	111.40	16220	1806984
		511.20		0	4501302
					0

$$\sigma = \frac{\sum(A \cdot z)}{\sum A} = 0.00 \text{ cm}$$

$$z_c = 112.80 \text{ cm} \quad z_t = 112.80 \text{ cm}$$

$$z_{wc} = 110.00 \text{ cm} \quad z_{wt} = 110.00 \text{ cm}$$

$$I_{zz} = 4501302$$

3) 鋼材の強度

曲げ引張強度 $\sigma_{tu} = F = 3600 \text{ kgf/cm}^2$ (厚さ40mm以下)

曲げ圧縮強度 $\sigma_{bugz} = F = 3600 \text{ kgf/cm}^2$ (鉄筋コンクリート床版に固定)

局部座屈強度 $\sigma_{cul} = F = 3600 \text{ kgf/cm}^2$

ここに片縁支持板の局部座屈強度 σ_{cul} は

$$\text{幅厚比パラメーター } R = \frac{1}{n} \times \frac{\sqrt{\{12(1-\mu^2)\}}}{k} \times \left(\frac{F}{E} \right) \times \frac{b}{t}$$

$$R = \frac{1}{\pi} \times \frac{\sqrt{\{12(1-0.30^2)\}}}{0.425} \times \sqrt{\left(\frac{3600}{2.1 \times 10^6} \right)}$$

$$\sigma_{cul} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

せん断強度

$$\tau_u = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{3600}{\sqrt{3}} = 2078 \text{ kg/cm}^2$$

4) 終局曲げモーメント

$$M_{cuz} = \frac{I_{zz}}{z_c} \times \sigma_{bugz} = \frac{4501302}{112.80} \times 3600 = 143658574 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$M_{tuz} = \frac{I_{zz}}{z_c} \times \sigma_{tu} = \frac{4501302}{112.80} \times 3600 = 143658574 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

圧縮側における局部座屈に対する強軸まわりの終局曲げモーメント

$$M_{cutz} = \frac{I_{zz}}{z_c} \times \sigma_{cul} = \frac{4501302}{112.80} \times 3600 = 143658574 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

5) 曲げモーメントを受ける部材の照査

$$\nu \frac{M_z}{M_{tuz}} = 1.70 \times \frac{824.30 \times 10^5}{143658574} = 0.975 < 1.0$$

$$\begin{aligned} \nu \frac{M_z}{M_{cutz}} &= \frac{A_g}{I_{zz}} z_c = 1.70 \times \frac{824.30 \times 10^5}{143658574} \times \frac{51.120}{4501302} \times 112.80 \\ &= 0.975 < 1.0 \end{aligned}$$

6) せん断力を受ける部材の照査

$$\nu \frac{S}{S_u} \leq 1 \quad 1.7 \times \frac{24900}{457160} = 0.09 < 1$$

$$\text{ここに、} \nu = 1.7 \quad S = 24.90 \text{ tf} \quad \tau_u = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{3600}{\sqrt{3}} = 2078 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_u = A_e \times \tau_u = 220.0 \times 2078 = 457160 \text{ kgf}$$

7) 合成応力度の照査

道示と同様に、

$$\frac{S}{S_u} = \frac{24900}{457160} = 0.05 < 0.25$$

であるから照査は不要。

2. 1. 4 問題点の指摘

(1) 安全率

限界状態設計法としての安全率が明確でないので、諸外国の規定の様に部分安全係数や荷重係数を定義し、明確にすべきである。

(2) 疲労限界状態の照査

疲労限界状態の照査の規定が具体性にかける。

(3) 隅角の設計

実質のある規定、解説を設ける必要がある。(道路橋示方書にも十分な規定がない)

(4) アーチの全体座屈の照査

指針の規定に具体的な内容がない。

2. 1. 5 その他

- ・隅角の設計について、調査研究結果のまとめ。
- ・アーチの面外座屈の照査について、規定の試案のまとめ。

2. 2 限界状態設計法による鋼桁橋の試設計とその考察 (KABSE, LRG 1990)

2. 2. 1 概要

終局限界状態設計における、より現実的な荷重規定と耐力規定を定めてゆく基礎を模索することに目的をおく。そこで設計法の基本概念とKABSE独自の仮定のもとに断面照査書式を設定し、単純非合成I桁橋、単純活荷重合成桁を対象に試設計を行う。並行して現許容応力度法でも試設計を行い、設計結果の相違点・鋼重等を調べ今後の課題を抽出している。一方カナダ・オンタリオ規準を用いて同様の試設計を行い、その特徴を調べている。

2. 2. 2 安全係数の設定

安全係数			引用
荷重係数	死荷重	1.1	『阪神公団の設計荷重体系に関する調査研究』 (阪神公団 HDL委員会, 1989. 3)
	活荷重	1.7	
	クリープ 乾燥収縮 温度差	1.2 " "	『限界状態設計法における合成桁橋の設計法に関する研究』 (JSCE 関西支部)
その他係数	1.0	強度係数, 構造解析係数, 重要度係数などはここでは考えない。	

2. 2. 3 終局限界状態の設計書式

三上論文『薄板構造の強度と設計に関する調査研究』(JSCE 関西支部 1989. 6)をもとに書式を設ける。

- ・曲げモーメントを受ける部材: $M/M_u \leq 1$
- ・せん断力 " : $V/V_u \leq 1$
- ・曲げとせん断力 " : $(M'/M_u)^4 + (V/V_u)^4 \leq 1$

ここに M, V : 作用曲げモーメント, せん断力

M_u, V_u : 終局曲げモーメント, せん断力

M' : M の桁長手方向の変化を考慮した、パネルの換算等価曲げモーメント

当照査式の道示式との相違点に着目して、本書式の特徴を挙げれば、概略以下の様である。

- (1) 圧縮フランジの終局強度は、まず圧縮腹板の座屈に起因する崩壊を防止するため、腹板に所要の最小板圧を与え、この条件下でフランジの横座屈強度とねじれ座屈強度を算出して小さい方を強度とする。また局部座屈強度の幅厚比との関係を床版固定の場合と自由の場合で分け、道示とは異なる関係式を与えている。
- (2) 腹板の終局強度は補剛域の単一パネル, 部分パネル, 及び全体パネルについて終局強度を算出し、最小のもので規定する。
1), 2) から M_u を算出することができる。
- (3) 終局せん断力 (V_u) は部分パネルと全体パネルのせん断座屈強度を算出し、小さいほうの値をとる。前者は斜張力場による後座屈強度を加入することができる。

- (4) 水平補剛材の取付け位置は、道示では一段（二段）の場合、圧縮フランジ下縁から0.2(0.14 & 0.3
 6) * 腹板高であるに対し、ここでは腹板の限界幅厚比の関数で必要本数を決め、幅厚比と応力勾配
 から取付け位置を定める。またパネルのアスペクト比を基準とする目標値以上の所要剛度を与える。

照 査 式 総 覧

I. 曲げモーメントを受ける部材の照査

(1) 終局曲げモーメント

図-2.2.1に示すような非対称断面の終局曲げモーメントは、次式で与えられる。

(イ) $\sigma_{uf} \leq \sigma_{uw}$ すなわち圧縮フランジ座屈が腹板座屈より先行するとき；

$$M_u / M_y = \sigma_{uf} / \sigma_{yf}$$

(ロ) $\sigma_{uf} > \sigma_{uw}$ すなわち腹板座屈が圧縮フランジ座屈より先行するとき；

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{\sigma_{uw}}{\sigma_{yf}} \left\{ 1 + \frac{(1-\psi)(\sigma_{uf}/\sigma_{uw} - 1)}{W^*} \right\}$$

ここに、

$$\psi = -(A_{fc}/A_w + 1/2) / (A_{ft}/A_w + 1/2)$$

: 応力勾配係数

$$W^* = 1 + \psi^2 (A_{ft}/A_{fc}) + (1 + \psi + \psi^2) (A_w/3A_{fc})$$

$$M_y = \sigma_{yf} \cdot W_{fc}$$

σ_{yf} はフランジの降伏応力度であり、 σ_{uf} 、 σ_{uw} はそれぞれ節(2)および節(3)で与えられる板の終局強度である。また、 W_{fc} は圧縮フランジに関する断面係数である。

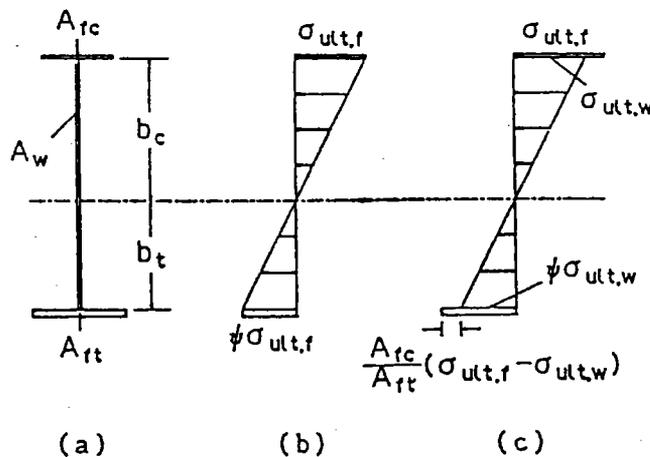


図-2.2.1 プレートガーターの崩壊時の応力度分布

(2) 圧縮フランジの終局強度

①腹板の最少板厚

圧縮腹板の最少板厚は、以下の条件を満足しなければならない。

$$\frac{B}{t} \leq \left[\frac{\pi^2}{36(1-\nu^2)} \frac{A_w}{A_{fc}} \right]^{1/2} \frac{E}{\sigma_{yf}}$$

この板厚は、圧縮フランジの垂直座屈を防止するための条件である。また、 ν はポアソン比で、0.3とする。

②横座屈強度

(a) 床版で固定されない場合

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{uf1}/\sigma_{yf} &= 1 & : \lambda_f \leq 0.2 \\ &= 1 - 0.412(\lambda_f - 0.2) & : \lambda_f > 0.2 \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$\lambda_f = \left(\sigma_{yf} / \sigma_{crf1}^e \right)^{1/2}$$
$$\sigma_{crf1}^e = \frac{\pi^2 \cdot E}{12} \left\{ \frac{b_r}{L} \right\}^2$$

σ_{crf1}^e は弾性座屈強度、 L は圧縮フランジの横座屈に関する有効座屈長

(b) 床版で固定される場合

λ_f の値の如何に関わりなく、

$$\sigma_{uf1}/\sigma_{yf} = 1$$

③ねじれ座屈強度

(a) 床版で固定されない場合

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{uf2}/\sigma_{yf} &= 1 & : \lambda_c \leq 0.45 \\ &= 1 - 0.53(\lambda_c - 0.45)^{1.36} & : 0.45 < \lambda_c < \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda_c^2 & : \sqrt{2} \leq \lambda_c \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$\lambda_c = \left(\sigma_{yf} / \sigma_{crf2}^e \right)^{1/2}$$
$$\sigma_{crf2}^e = 0.425 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left\{ \frac{2t_f}{b_{cf}} \right\}^2$$

(b) 床版で固定される場合

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{uf2}/\sigma_{yf} &= 1 & : \lambda_c \leq 0.5 \\ &= 0.571(\lambda_c - 0.5)^2 - 1.01(\lambda_c - 0.5) + 1 & : 0.5 < \lambda_c \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$\lambda_c = \left(\sigma_{yf} / \sigma_{crf2}^e \right)^{1/2}$$
$$\sigma_{crf2}^e = 2.31 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left\{ \frac{2t_f}{b_{cf}} \right\}^2$$

④ 圧縮フランジの終局強度(σ_{uf})

①の不等式を満足するプレートガーダの圧縮フランジの終局強度は、②あるいは③より得られた座屈強度の小さいほうとなる。すなわち、

$$\sigma_{uf1}/\sigma_{yf} \geq \sigma_{uf2}/\sigma_{yf} \text{ のとき、}$$

$$\sigma_{uf1}/\sigma_{yf} < \sigma_{uf2}/\sigma_{yf} \text{ のとき、}$$

(3) 腹板の終局強度

腹板は図-2.2.2に示すように単一パネル、部分パネル、そして全体パネルの照査が必要である。以下、それぞれの終局強度を示す。

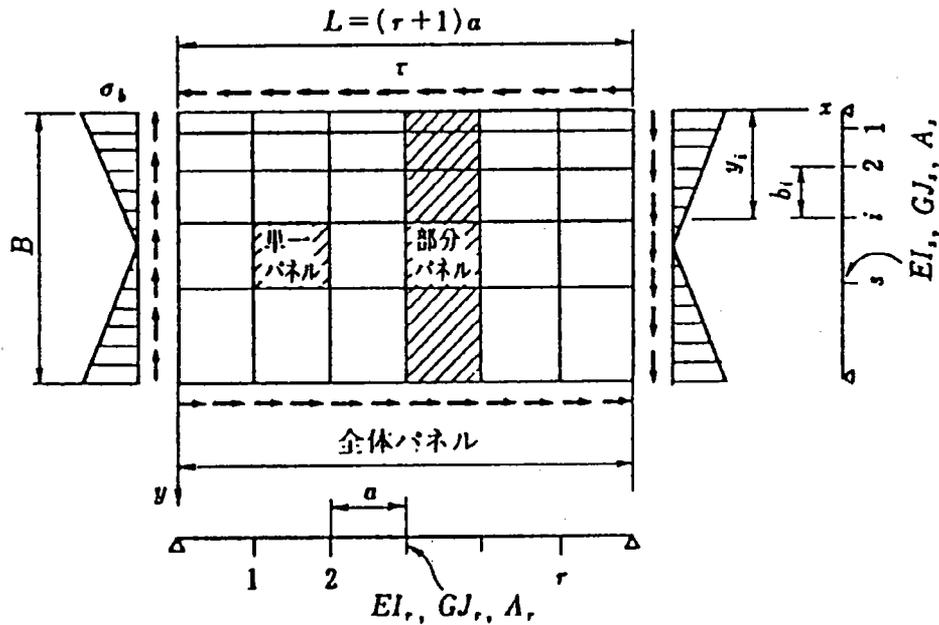


図-2.2.2 プレートガーダーの水平・垂直補剛腹板

① 単一パネルの終局強度

(ϕ_0 は図-2.2.3を参照)

(イ) 曲げ・引張($-7 \leq \phi_0 \leq -1$)

$$\sigma_{uwl}/\sigma_{yw} = 1 \quad : \quad \lambda_1 \leq 1.21$$

$$= \{1.21/\lambda_1\}^{0.42} \quad : \quad \lambda_1 > 1.21$$

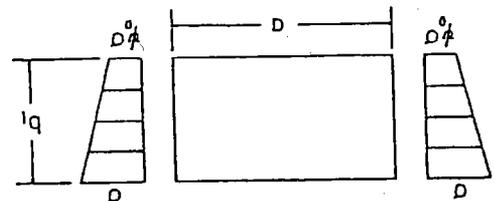


図-2.2.3 組合せ応力を受ける単一パネル

ここに、

$$\sigma_{uwl}/\sigma_{yw} = \sigma_{uwb}/\sigma_{yw}$$

σ_{uwb} は終局曲げ強度、

$$\lambda_1 = (\sigma_{yw}/\sigma_{crwl}^e)^{1/2}$$

$$\sigma_{crwl}^e = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left\{ \frac{t_w}{b_i} \right\}^2$$

$$k_1 = 23.9 \{ (1-\psi_0)/2 \}^2$$

(ロ) 圧縮 ($\phi_0=1$)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{uw1}/\sigma_{yw} &= \sigma_{uwc}/\sigma_{yw} = 1 & : \lambda_1 \leq 0.526 \\ \sigma_{uw1}/\sigma_{yw} &= \sigma_{uwc}/\sigma_{yw} = \{0.526/\lambda_1\}^{0.7} & : \lambda_1 > 0.526 \end{aligned} \right\}$$

ここに、 σ_{uwc} は終局圧縮強度。

ここで、 λ_1 は $k_1=4$ を使用して、(イ)より求める。

(ハ) 曲げ・圧縮 ($-1 < \phi_0 < 1$)

$$\frac{\sigma_{uw1}}{\sigma_{yw}} = \frac{1}{(1+\psi_0)/\{2(\sigma_{uwc}/\sigma_{yw})\} + (1-\psi_0)/\{2(\sigma_{uwb}/\sigma_{yw})\}}$$

ここで、 σ_{uwc} は $k_1=4$ を使用し(ロ)より求める。 σ_{uwb} は $k_1=23.9$ を用いて(イ)より求める。

②部分パネルと全体パネルの終局強度

水平補剛された部分パネルと水平・垂直補剛された全体パネルの終局強度は、以下の式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{uw2}/\sigma_{yw} &= 1 & : \lambda_{w2} \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_{w2} - 0.6) & : 0.6 < \lambda_{w2} < \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda_{w2}^2 & : \sqrt{2} \leq \lambda_{w2} \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$\lambda_{w2} = (\sigma_{yw}/\sigma_{crw2}^e)^{1/2}$$

$$\sigma_{crw2}^e = k_b \frac{\pi^2}{B_*^2 t_w} \sqrt{D_x D_y}$$

$$k_b = \frac{9\pi^2}{32} \left[\frac{F_{11} F_{12}}{1 + (27/25)^2 \cdot F_{11}/F_{13}} \right]^{1/2}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{1n} &= (1/\alpha_*)^2 + 2n^2 k + n^4 \alpha_*^2 & : \alpha_* < 2/3 \\ &= 9/4 + 2n^2 k + 4n^4/9 & : \alpha_* \geq 2/3 \end{aligned} \right\}$$

$$\alpha_* = (a_0/B_*) (D_y/D_x)^{1/4}$$

$$k = H/\sqrt{D_x D_y}$$

ここに、 a_0 は部分パネル照査のとき $a_0=a$ 、全体パネル照査のとき $a_0=L$ を使用する

また、 H は有効ねじり剛度である。

さらに、 D_x と D_y は水平補剛材と垂直補剛材によって補剛された板の換算剛度であり、以下のようなになる。

B_* は以下のように仮定する。

(イ) 圧縮領域が引張り領域より広い場合

$$(b_c > B/2)$$

$$B_* = 2B/(1-\psi)$$

(ロ) 引張り領域が圧縮領域より広い場合

$$(b_c \leq B/2)$$

$$B_* = B$$

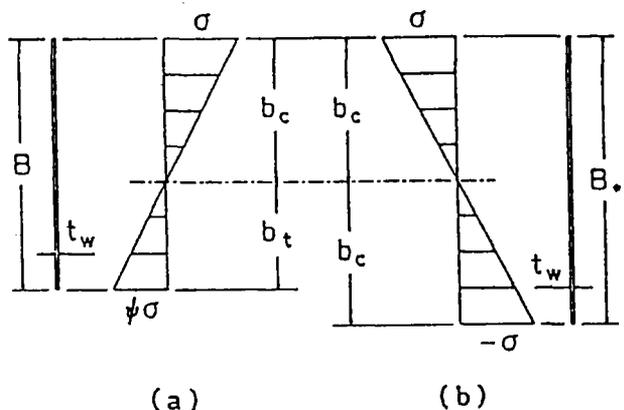


図-2.2.4 仮想腹板

(a) 水平方向の曲げ剛度：D_x

$$D_x = D + \frac{EI_s}{0.6352 B_*} \sum_{i=1}^s \left[\sin \frac{\pi y_i}{B_*} + 0.52 \cdot \sin \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2$$

ここに、s は水平補剛材の本数、y_i は図-2.4.2を参照。

(b) 垂直方向の曲げ剛度：D_y

部分パネルの場合

$$D_y = D$$

全体パネルの場合

$$D_y = D + (r+1) \frac{EI_r}{L}$$

ここに、r は垂直補剛材の本数

(c) 有効ねじり剛度：H

全体パネルの場合

$$H = D + \frac{GJ_s}{2.08 B_*} \sum_{i=1}^s \left[\cos \frac{\pi y_i}{B_*} + 1.04 \cdot \cos \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2 + (r-1) \frac{GJ_r}{2L}$$

部分パネルの場合

$$H = D + \frac{GJ_s}{2.08 B_*} \sum_{i=1}^s \left[\cos \frac{\pi y_i}{B_*} + 1.04 \cdot \cos \frac{2\pi y_i}{B_*} \right]^2$$

ここに、 $D = Et_w^3/12(1-\nu^2)$ である。また、 I_s 、 I_r はそれぞれ補剛材(幅 $b_{s,t}$ × 板厚 $t_{s,t}$) の腹板面に関する断面2次モーメントであり、 $I = t_{s,t} \times b_{s,t}^3/3$ となり、 J_s 、 J_r の $J = b_{s,t} \times t_{s,t}^3/3$ である。

③ 腹板の終局強度： σ_{uw}

腹板の終局強度 σ_{uw} は①の (イ)(ロ)(ハ) いずれかの単一パネルの終局強度と②で与えられる部分パネルおよび全体パネルの終局強度のうち、最小のもので規定される。

II. せん断力を受ける部材の照査

(1) 終局せん断力

終局せん断力 V_u は、次式より与えられる。

$$V_u = V_{cr} + V_t$$

ここに、 V_{cr} は腹板のせん断座屈強度、 V_t は斜張力場によって負担されるせん断力。

ここで、終局せん断力は一版に $V_u = V_{cr} + V_t + V_r$ で与えられるが、フランジと垂直補剛材とによって形成される骨組みがメカニズムとして負担するせん断力 V_r はここでは無視するものとする。

(2) 部分パネルの V_u

①せん断座屈強度： τ_{cr}

部分パネルの τ_{cr} は、次式で表される単一パネルのせん断座屈強度を基に算定される
 <単一パネルのせん断座屈強度>

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr}/\tau_{yw} &= 1 && : \lambda_{s1} \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_{s1} - 0.6) && : 0.6 < \lambda_{s1} \leq \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda_{s1}^2 && : \lambda_{s1} > \sqrt{2} \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \lambda_{s1} &= (\tau_{yw}/\tau_{cr1}^e)^{1/2} \\ \tau_{yw} &= \sigma_{yw}/\sqrt{3} \\ \tau_{cr1}^e &= k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left\{ \frac{t_w}{b_i} \right\}^2 \end{aligned}$$

ここで、 k_s は以下のように規定される。

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 5.34 + 4.00(b_i/a)^2 && : a/b_i \geq 1 \\ k_s &= 4.00 + 5.34(b_i/a)^2 && : a/b_i < 1 \end{aligned} \right\}$$

部分パネルのせん断座屈強度 τ_{cr} は以下のようにして算定する。

(a) 垂直補剛腹板

垂直補剛腹板のせん断座屈強度 τ_{cr} は、上式での b_i を B と置き換えれば得られる。

(b) 水平・垂直補剛腹板

水平・垂直補剛腹板のせん断座屈強度 τ_{cr} は①の第一式から得られた値の最小のものとする。

②斜張力場による後座屈強度： τ_t

$$\tau_t = \sigma_t \left[\sin \theta \cdot \cos \theta - \alpha \left\{ 1 - (C_c + C_t)/a \right\} \sin^2 \theta \right]$$

ここに、

$$\begin{aligned} \alpha &= a/B, \theta = (1/2) \cdot \tan^{-1}(1/\alpha) \\ \sigma_t/\sigma_{yw} &= 1 - (\tau_{cr}/\tau_{yw})^{0.6} \\ C_c &= \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{pfc}}{\sigma_t \cdot t_w}}, C_t = \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{pft}}{\sigma_t \cdot t_w}} \end{aligned}$$

ただし、 $0 \leq C_c, C_t \leq a$

$$M_{pfc} = \sigma_{yf} b_{fc} t_{fc}^2 / 4, M_{pft} = \sigma_{yf} b_{ft} t_{ft}^2 / 4$$

③終局せん断力

部分パネルの終局せん断力 V_{u1} は、次のようにして得られる。

$$V_{u1} = \{\tau_{cr} + \tau_t\} B t_w$$

ただし、 τ_{cr} は、垂直補剛腹板では $b_1 \rightarrow B$ と置き換えて得られた値であり、水平・垂直補剛腹板では $\tau_{cr} = \min(\tau_{cr,1})$ である。

(3) 全体パネルの V_u

全体パネルでは、斜張力強度は無視される。

$$V_{u2} = V_{cr}$$

ここに、

$$V_{cr} = \tau_{cr2} \cdot B t_w$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr2} / \tau_{yw} &= 1 && : \lambda_{s2} \leq 0.6 \\ &= 1 - 0.614(\lambda_{s2} - 0.6) && : 0.6 < \lambda_{s2} \leq \sqrt{2} \\ &= 1 / \lambda_{s2}^2 && : \lambda_{s2} > \sqrt{2} \end{aligned} \right\}$$

$$\lambda_{s2} = (\tau_{yw} / \tau_{cr2}^e)^{1/2}$$

$$\tau_{cr2}^e = k_{s2} \frac{\pi^2}{B^2 t_w} \{ D_x D_y^3 \}^{1/4}$$

ここで、 k_{s2} は以下のように規定される。

$$k_{s2} = 5.34 + 4.00 / \alpha_*^2 \quad : \alpha_* \geq 1$$

$$k_{s2} = 4.00 + 5.34 / \alpha_*^2 \quad : \alpha_* < 1$$

α_* , D_x , D_y は I (3) ②において B_* を B に置き換えて得られる値を使用する。

(4) 終局せん断力

終局せん断力は(2) ③で表される V_{u1} と (3)の V_{u2} の小さい値となる。

Ⅲ. 曲げとせん断を受ける部材の照査

作用曲げモーメントは図-2.2.5 のように桁の長手方向に変化するので、 M' は次式のような想定パネルの換算等価曲げモーメントを用いる。

$$M' = M(1 - \xi + \xi\beta)$$

ここに、

$$\xi = \xi_1 \quad : \alpha \leq 1, \text{あるいは} \quad \xi = \xi_1 \cdot (1 / \alpha)^n \quad : \alpha > 1$$

$$\xi_1 = 0.377(1 - \beta) + 0.5\beta$$

$$n = \frac{3.6075(1 - \beta)}{1 + 5.55(1 - \beta)}$$

$$\alpha = \begin{cases} L / B \text{ (全体パネル)} \\ \text{あるいは} \\ a / B \text{ (部分パネル)} \end{cases}$$

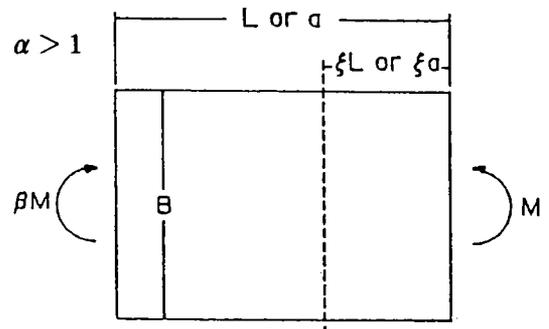


図-2.2.5 換算等価曲げモーメント

2. 2. 4 設計計算例 (非合成 I 桁橋の例)

基本構造諸元 : 支間長30m, 有効幅員8.5m, RC床版厚23.0cm, 主桁本数 4, 桁高1.7m
 設計活荷重 : TL-20

(1) 応力総括表

着目断面 : 外桁の支間中央断面 (M=697tm, V=19t)
 現行設計断面 : 許容応力度設計法断面を本書式で照査したもの
 変更断面 1 : 本書式での設計断面 (水平補剛材位置 : 現行法)
 " 2 : " (" : 変更)

項		目	現行設計断面	変更断面 1	変更断面 2	
断面寸法	主 桁 (SM50Y)	上 フ ラ ン ジ	480×25	440×22	430×21	
		ウ ェ ブ	1700× 9	1700× 9	1700× 9	
		下 フ ラ ン ジ	480×25	440×22	430×21	
	補 剛 材 (SS41)	垂 直	110× 9	110× 9	110× 9	
		水 平	100× 9	170× 9	170× 9	
	水平補剛材間隔	b ₁	340	340	221	
b ₂		—	—	—		
曲げモーメントに対する鋼桁の照査	腹板の最小板厚	B/tw	188.9	188.9	188.9	
		腹板の幅厚比 $S=(B/tw)\sqrt{\sigma_y/E}$	7.82	7.82	7.82	
	圧縮フランジの終局強度	横 座 屈	3600	3600	3600	
		ね じ れ 座 屈	3600	3600	3600	
		崩 壊 形 式	—	—	—	
		終 局 強 度 σ_{uf}	3600	3600	3600	
	腹板の終局強度	単一パネル	上 段	2783	2783	3564
			中 段	—	—	—
			下 段	3600	3600	3557
		部 分 パ ネ ル	3600	3600	3600	
		全 体 パ ネ ル	3600	3600	3600	
		強度を支配するパネル	単一パネル	単一パネル	単一パネル	
	終 局 強 度 σ_{uf}	2783	2783	3557		
	照 査	降伏曲げモーメント M_y	886	745	705	
		終局曲げモーメント M_u	851	709	703	
M/M_u		0.819	0.983	0.991		
せん断に対する鋼桁の照査	部分パネルの終局せん断力	せん断座屈強度 τ_{or}	738	738	738	
		後座屈強度 τ_u	659	621	610	
		終局せん断力 V_{u1}	214	208	206	
	全体パネルの終局せん断力 V_{u2}	318	318	318		
	照 査	V_{max}/V_u	0.089	0.091	0.092	
V_{c1}/V_u		—	—	—		
曲げとせん断に対する照査 $(M/M_u)^4 + (V/V_u)^4 \leq 1.0$			0.382	0.793	0.820	
補剛材の照査	垂 直	所 要 剛 度	14.8	14.8	14.8	
		実 剛 度	35.2	35.2	35.2	
	水 平	所 要 剛 度	110.3	110.3	110.3	
		実 剛 度	26.4	129.9	129.9	

(2) 鋼重比較

慣用設計決断断面に対する鋼重比較表

		現行設計断面	変更断面・1	変更断面・2	
30 m	主 桁 (t)	30.72	27.38	26.28	
	補 剛 材 (t)	2.44	3.03	3.03	
	合 計 (t)	33.16	30.41	29.31	
	慣 鋼 用 対 設 重 計 す に 比	主 桁	1.000	0.891	0.855
		補剛材	1.000	1.242	1.242
		合 計	1.000	0.917	0.884

表によれば、主桁鋼重は小さくなっているが、補剛材の鋼重は大きくなっている。
補剛材鋼重の増分を差し引いても総鋼重は小さくなっている。

2. 2. 5 考察・今後の課題から

- ① 水平補剛材一段の場合、腹板上下段パネルの終局強度の一致から0.13* 腹板高が最適となるが、所要剛度は現行の5倍であり、補剛材鋼重は+25~50% 大きい。水平方向の耐力安全性も含め今後検討を要する。
- ② 垂直補剛材の剛度についても検討の余地が残されている。

2. 3 鉄道構造物等設計標準・同解説／鋼・合成構造物 (鉄道総研 1992)

2. 3. 1 概要

現在国内に於いて、唯一鋼橋分野での限界状態設計法に基づく設計標準として鉄道総合研究所編集による支間150m以下の鋼鉄道橋の限界状態設計法の設計標準がまとめられている。

この設計標準は、鉄道事業法施工規則(昭62. 運令第6号)第4条に掲げる普通鉄道における鋼鉄道橋及び鋼とコンクリートとの合成鉄道橋の設計に関する一般的な標準を示すものである。

なお、この省令で鉄道の種類として掲げられている「普通鉄道」には新幹線が含まれており、この設計標準の適用範囲も新幹線を含むものである。

なお、この設計標準は鋼鉄道橋を対象としているが、橋梁以外の主として列車荷重を受ける鋼構造物にも準用されるものである。

2. 3. 2 用語の定義

限界状態設計法独自の、あまりなじみがないと思われる用語の説明を一部以下に記す。

- ・終局限界状態 構造物または部材が破壊したり、大変形、大変位等を起し機能や安定を失う状態
- ・使用限界状態 構造物又は部材が過度の変形、変位、振動等を起し、正常な使用ができなくなる状態
- ・疲労限界状態 構造物または部材が荷重の繰返し作用により疲労損傷し、機能を失う状態
- ・永久荷重 変動がほとんどないか、変動が持続的成分に比べて無視できるほど小さい荷重
- ・変動荷重 変動が頻繁にあるいは連続的に起こり、且つ変動が持続的成分に比べて無視できないほど大きい荷重
- ・主たる変動荷重 終局限界状態の照査に用いる荷重の組み合わせにおいて、主体となる1つ、あるいは1組の変動荷重
- ・従たる変動荷重 終局限界状態の照査に用いる荷重の組み合わせにおいて、主たる変動荷重や偶発荷重と組み合わせて副次的に考慮すべき変動荷重
- ・偶発荷重 設計耐用期間中にほとんど作用しないが、作用すれば重大な影響を及ぼす荷重
- ・荷重係数 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与える影響等を考慮するための安全係数
- ・構造解析係数 断面力計算時の構造解析精度の不確実性等を考慮するための安全係数
- ・材料係数 材料強度の特性値からの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等を考慮するための安全係数
- ・部材係数 部材耐力の計算上及び施工上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度等を考慮するための安全係数
- ・構造物係数 構造物の重要度、限界状態に達した時の社会的・経済的影響等を考慮するための安全係数
- ・材料強度の特性値 定められた試験法による材料強度のばらつきを想定したうえで、試験値がそれを下回る確率がある一定の値となる事が保証される値、又はそれと同等の値
- ・材料の設計強度 材料強度の特性値を材料係数で除した値
- ・荷重の特性値 限界状態ごとに定める荷重の基本的な値

- ・断面耐力 材料の設計強度から求められる断面の耐力
- ・設計断面耐力 断面耐力を部材係数で除した値

2. 3. 3 限界状態設計法の基本式

終局限界状態の基本概念としては以下の図-1の様になる。

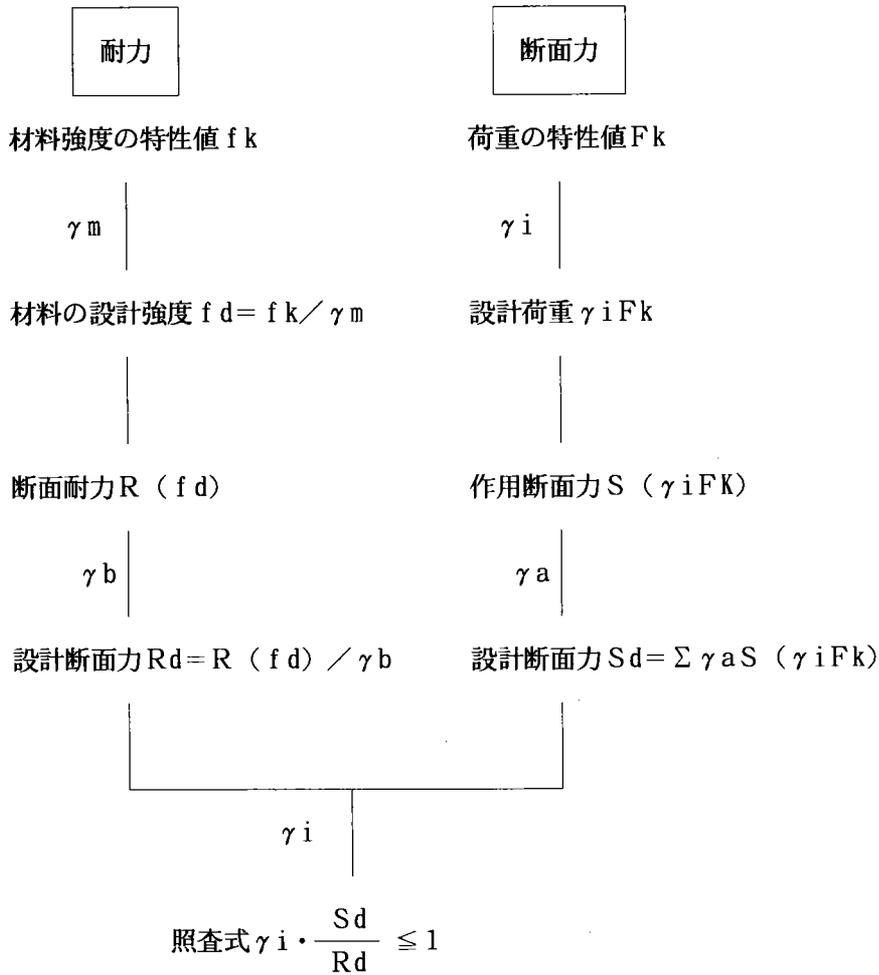


図-1

図-1の照査式を、安全係数を取り出してまとめると式-1の様になる。
 次頁の式-1が、標準的な限界状態設計法の基本式である。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \frac{S (\gamma_f \cdot F_k)}{R (f_k / \gamma_m)} \leq 1 \quad \dots \text{式-1}$$

γ_a	構造解析係数
γ_b	部材係数
γ_i	構造物係数
γ_m	材料係数
γ_f	荷重係数
S	荷重効果(断面力)
F _k	荷重の特性値
R	抵抗値(断面耐力)
f _k	材料強度の特性値

2. 3. 4 安全係数

安全係数とは、一般に荷重係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、材料係数 γ_m 、部材係数 γ_b 及び構造物係数 γ_i を総称したものである。

以下に、各諸係数の係数値と根拠を調べられる範囲で記載してみた。

(1) 荷重係数

終局限界の照査に用いる永久荷重および主たる変動荷重に対する荷重係数をまとめると以下の様になる。主に荷重係数は、主たる変動荷重と従たる変動荷重に区分けされる。主たる変動荷重については荷重の特性値に有意な荷重係数(1.1~1.2)を考慮し、従たる変動荷重については形式的な荷重係数1.0を考慮するものとする。

あくまでも標準値としては、以下であるが荷重の特性値が小さい方が不利な場合1.0を標準とする。

死荷重は、永久荷重で有り又鋼構造物の自重の変動がきわめて小さい事から1.0とする。

列車荷重は、将来の列車形態の変更等による荷重増加を考慮し10%の余裕を見込んで1.1とする。

衝撃、遠心、車輛横、及び車輛横圧、制動始動荷重は、列車荷重の特性値の影響を受ける事から列車荷重と同じく標準として1.1とする。但し、車輛横、及び車輛横圧、制動始動荷重は、死荷重、活荷重等の組合せ時においては従たる変動荷重として1.0とする。

ロングレール縦荷重は、温度変化により発生するレール軸力の余裕を見込み1.1とする。この係数値は、制動、始動荷重との橋軸方向の組合せにおいてのみ有効であり、死荷重、活荷重等との組合せにおいては、従たる変動荷重とするため1.0とする。

風荷重は、列車荷重等と比べ最大値の期待値の変動幅が大きいため1.2とする。

但し、橋梁上に列車が有る場合の風荷重は運転規制により列車を停止する風速が小さいのでその場合は1.0とする。

温度変化に、対しては組合せにおいて従たる変動荷重扱いの為1.0とする。

(2) 構造解析係数

構造解析係数は、一般に、断面力の算定において弾性微小変位解析を用いて所要の精度が得られる通常の構造物では1.0とする。

弾性微小変位解析によりがたい構造物の長スパンのアーチ橋、斜張橋等でも線形有限変位理論（幾何剛性を含む解析）を行えば所要の精度が得られる構造物では1.0として良い。

桁橋の浮き上がりに、対する照査においては1.1とし、疲労の照査においては0.85とする。

(3) 材料係数

構造用鋼材については、570MPa級の圧縮材（圧縮）については1.1、引張材（引張、せん断、支圧）については1.15、520MPa級の圧縮材（圧縮）については1.1、引張材（引張、せん断、支圧）については1.05とした。

接合用鋼材については、1.05とする。

支承用鋼材については、支圧は1.05、曲げ引張縁は1.2、曲げ圧縮縁（せん断）は1.1とする。

(4) 部材係数

部材係数は、鋼部材の場合主として施工上（製作架設）の不確実性を考慮した係数と考えられる為、終局限界状態の照査においては1.05を標準とするが、地震及び衝突を考慮する場合は1.0（地震時には、計算上及び施工上の不確実性を無視）としてよい。

(5) 構造物係数

一般の終局限界状態の照査においては、1.0～1.2が考えられるが1.2を標準とする但し、架設時の照査では、照査の精度も高い場合には、この値を減じてよい。

地震の影響及び衝突荷重を考慮する場合は1.0としてよい。

係数の根拠については、良くわからない。

2. 3. 5 設計計算例

(1) 設計条件

1. 形式	活荷重合成桁（箱桁、単線桁並列）
2. 列車荷重	E A - 1 7
3. 線路等級	1 級線（通過トン数 2000万 t f 以上）
4. 支 間	40.0m
5. 腹板間隔	2200mm
6. 桁の角度	直角
7. 線 路	線形 曲線半径600m 勾配 水平
8. 軌道構造	軌道中心間 3900mm 道床式（道床厚さ250mm） レール 60レール カント 74mm バラストマット 25mm ロングレール 使用
9. 架 設	足場架設
10. 設計速度	90 k m / h
11. 水平震度	設計水平震度 0.2
12. 使用材料	スラブ コンクリートの圧縮強度の特性値 $f'_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$ 鉄筋 SD345 鋼桁 SM490
13. 付属設備	防音壁 高欄高さ（R. Lより） 1300mm 重量 300 k g f / m ダクト 重量（蓋を含む） 125 k g f / m

(2) 荷重の組合せと安全係数

主桁断面の照査は終局限界状態、使用限界状態（たわみの照査）及び疲労限界状態について行い、その場合の荷重の組合せと係数は以下の通りとする。

スラブの照査については、終局限界状態、使用限界状態（たわみの照査）について行うが、ここではスラブの荷重の組合せ及び係数を省略する。

1) 終局限界状態

	構造解析係数 γ_a	部材係数 γ_b		構造物係数 γ_i	荷重係数 γ_f									
					永久荷重				変動荷重					
					合死 成荷 前重 D1		合死 成荷 後重 D2	乾 燥 収 縮 SH	列 車 荷 重 L	衝 撃 I	遠 心 荷 重 C	ロ ン グ 縦 I 荷 重 LR	制 動 荷 重 B	温 度 差 の 影 響 T
					スラブ	鋼桁								
①	1.0		1.05	1.2	1.1	1.0								
②	1.0	1.3	1.05	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.0		1.0
③	1.0	1.3	1.05	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.1			1.0	1.0	1.0

表-2

種 別		使用材料	材料係数 γ_m
ス ラ ブ		$f'_{ck}=350$	1.3 (= γ_c)
鋼桁	上フランジ	SM 520	1.1 (圧縮)
	腹 板		1.05 (せん断)
	下フランジ		1.05 (引張)

表-3

- 注) 1. 表-2における①は、合成前の鋼桁断面の照査に用いる。
2. 材料係数 γ_m は、表-3による。

2) 使用限界状態 (たわみの照査)

	構造解析係数 γ_a	部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i	荷重係数 γ_f
				変動荷重
				列車荷重 L
1	1.0	1.0	1.0	1.0

表-4

3) 疲労限界状態

	構造解析係数 γ_a	部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i	荷重係数 γ_f					
				永久荷重			変動荷重		
				合成前死荷重 D1		合成後死荷重 D2	列車荷重 L	衝撃 (L*I) I	遠心荷重 C
				スラブ	桁他				
疲労限の照査	1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1
疲労の照査	0.85	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

表-5

(3) 終局限界状態の照査

合成前の鋼桁断面の照査

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \frac{MD1}{Mus} \leq 1 \quad \dots \text{式 5.2.1}$$

ここに、 $MD1 = MD11(\text{スラブ}) + MD12(\text{桁} \cdot \text{他})$

合成後の鋼桁断面の照査

$$\gamma a \cdot \gamma b \cdot \gamma i \cdot \left\{ \frac{N_s}{N_{us}} + \frac{M_s}{M_{us}} + \frac{M_v}{M_{uv}} \right\} \leq 1 \quad \dots \text{式5.2.2}$$

ここに、

$$\frac{N_s}{N_{us}} = \frac{N_{sh} + NT}{N_{us0}} + \frac{N_{LR} + NB}{N_{us1}}$$

N_{us0} : 鋼桁全断面の軸方向耐力

N_{us1} : 鋼桁下フランジ側断面の軸方向耐力

$$\frac{M_s}{M_{us}} = \frac{MD1 + M_{sh} + MT}{M_{us}}$$

$$\frac{M_v}{M_{uv}} = \frac{MD2}{M_{uv21}} + \frac{ML + MI}{M_{uv7}} + \frac{M_c}{M_{uvy}}$$

M_{uv21} : コンクリートがクリープした場合の合成断面 ($n=21$) の曲げ耐力

M_{uv7} : コンクリートがクリープしない場合の合成断面 ($n=7$) の曲げ耐力

M_{uvy} : 主桁中心線に関する合成断面 ($n=7$) の水平方向曲げ耐力

従って前式は次式のようになる。

$$\gamma a \cdot \gamma b \cdot \gamma i \cdot \left\{ \frac{N_{sh} + NT}{N_{us0}} + \frac{N_{LR} + NB}{N_{us1}} + \frac{MD1 + M_{sh} + MT}{M_{us}} \right. \\ \left. + \frac{MD2}{M_{uv21}} + \frac{ML + MI}{M_{uv7}} + \frac{M_c}{M_{uvy}} \right\} \leq 1 \quad \dots \text{式5.2.3}$$

合成後のスラブ断面の照査

$$\gamma a \cdot \gamma b \cdot \gamma i \cdot \left\{ \frac{N_c}{N_{uc}} + \frac{M_c}{M_{uc}} + \frac{M_v}{M_{uv}} \right\} \leq 1 \quad \dots \text{式5.2.4}$$

ここに、

$$\frac{N_c}{N_{uc}} = \frac{N_{sh} + NT}{N_{uc}}$$

$$\frac{M_c}{M_{uc}} = \frac{M_{sh} + MT}{M_{uc}}$$

$$\frac{M_v}{M_{uc}} = \frac{MD2 + ML + MI}{M_{uv7}} + \frac{M_c}{M_{uvy}}$$

従って前式は次式のようになる。

$$\gamma a \cdot \gamma b \cdot \gamma i \cdot \left\{ \frac{N_{sh} + NT}{N_{uc}} + \frac{M_{sh} + MT}{M_{uc}} + \frac{MD2 + ML + MI}{M_{uv7}} \right. \\ \left. + \frac{M_c}{M_{uvy}} \right\} \leq 1 \quad \dots \text{式5.2.5}$$

断面耐力の計算式

合成前の鋼桁断面

曲げ耐力 M_{us}

上縁

$$M_{bus} = \frac{I_s}{y_{su}} \cdot \sigma_{bu} / \gamma_m < \gamma_m = 1.10 >$$

または、

$$M_{bus} = \frac{I_s}{y_{su}} \cdot \sigma_{bu} / \gamma_m$$

下縁

$$M_{tus} = \frac{I_s}{y_{sl}} \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.05 \rangle$$

合成後の鋼桁断面

軸方向耐力（鋼桁全断面） N_{us}

$$\text{上縁 } N_{ubso} = A_s \cdot \sigma_{buo} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.10 \rangle$$

または、

$$N_{ubso} = A_s \cdot \sigma_{ca} / \gamma_m$$

$$\text{下縁 } N_{usto} = A_s \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.05 \rangle$$

軸方向耐力（鋼桁下フランジ側断面） N_{usl}

$$\text{下縁 } N_{utsl} = (A_{f1} + 12 t w^2) \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.05 \rangle$$

曲げ耐力（鋼桁断面） M_{us}

$$\text{上縁 } M_{bus} = \frac{I_s}{y_{su}} \cdot \sigma_{buo} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.10 \rangle$$

または

$$M_{bus} = \frac{I_s}{y_{su}} \cdot \sigma_{ca} / \gamma_m$$

$$\text{下縁 } M_{tus} = \frac{I_s}{y_{sl}} \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.05 \rangle$$

曲げ耐力（合成断面 $n=21$ ） M_{uv21}

$$\text{上縁 } M_{bv21} = \frac{I_v}{y_{c'}} \cdot \sigma_{buo} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.10 \rangle$$

または

$$M_{bv21} = \frac{I_v}{y_{c'}} \cdot \sigma_{ca} / \gamma_m$$

$$\text{下縁 } M_{tv21} = \frac{I_v}{y_s} \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.05 \rangle$$

ここに、 I_v 、 $y_{c'}$ 、 y_s は $n=21$ に関するものとする。

曲げ耐力（合成断面 $n=7$ ） M_{uv7}

$$\text{上縁 } M_{bv7} = \frac{I_v}{y_{c'}} \cdot \sigma_{buo} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.10 \rangle$$

または

$$M_{bv7} = \frac{I_v}{y_{c'}} \cdot \sigma_{ca} / \gamma_m$$

$$\text{下縁 } M_{tv7} = \frac{I_v}{y_s} \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m \quad \langle \gamma_m = 1.05 \rangle$$

ここに、 I_v 、 $y_{c'}$ 、 y_s は $n=7$ に関するものとする。

曲げ耐力（合成断面：水平方向） M_{uvy}

$$\text{上縁 } M_{bvsy} = \frac{I_{vy}}{x c'} \cdot \sigma_{buo} / \gamma_m < \gamma_m = 1.10 >$$

または

$$M_{bvsy} = \frac{I_{vy}}{x c'} \cdot \sigma_{ca} / \gamma_m$$

$$\text{下縁 } M_{tvsy} = \frac{I_{vy}}{x_s} \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m < \gamma_m = 1.05 >$$

ここに、 I_{vy} ：主桁中立軸に関する断面2次モーメント

$x c'$ ：主桁中立軸から上フランジ側縁までの距離

x_s ：主桁中立軸から下フランジ側縁までの距離

合成後のスラブ断面

軸方向耐力（スラブ全断面） N_{uc}

$$N_{uc} = A_c \cdot 0.7 f'_{ck} / \gamma_c < \gamma_c = 1.3 >$$

曲げ耐力（スラブ断面） M_{uc}

$$\text{上縁 } M_{uuc} = \frac{I_c}{y_{cu}} \cdot 0.7 f'_{ck} / \gamma_c < \gamma_c = 1.3 >$$

$$\text{下縁 } M_{tuc} = \frac{I_c}{y_{cl}} \cdot 0.7 f'_{ck} / \gamma_c < \gamma_c = 1.3 >$$

曲げ耐力（合成断面 $n=7$ ） M_{uv7}

$$\text{上縁 } M_{uvc} = n \cdot \frac{I_v}{y_c} \cdot 0.7 f'_{ck} / \gamma_c < \gamma_c = 1.3 >$$

$$\text{上縁 } M_{lvc} = n \cdot \frac{I_v}{y_{c'}} \cdot 0.7 f'_{ck} / \gamma_c < \gamma_c = 1.3 >$$

ここに、 I_v 、 $y_{c'}$ 、 y_s は $n=7$ に関するものとする。

曲げ耐力（合成断面：水平方向 $n=7$ ） M_{uvy}

$$\text{上縁 } M_{uvcy} = n \cdot \frac{I_{vy}}{x_c} \cdot 0.7 f'_{ck} / \gamma_c < \gamma_c = 1.3 >$$

$$\text{下縁 } M_{lvcy} = M_{uvcy}$$

ここに、 x_c ：主桁中立軸からスラブ圧縮側縁までの距離

ここに、 σ_{bu} 表-8に定める曲げ圧縮強度の特性値

σ_{buo} $(1/r)_{\text{等}}^{\text{等}}$ での曲げ圧縮強度の特性値

$$\sigma_{buo} = f$$

σ_{ca} 表-9に定める軸方向圧縮強度（座屈）の特性値

σ_{tu} 標準に定める軸方向引張強度の特性値

$$\sigma_{tu} = f$$

軸方向圧縮強度の特性値 σ_{cu} (kgf/cm²) 表-6

鋼種	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
軸 方 向 圧 縮 強 度	$0 < l/r \leq 9$ f	$0 < l/r \leq 8$ f	$0 < l/r \leq 8$ f	$0 < l/r \leq 10$ f
	$9 < l/r \leq 130$ $f - 13.4(1/r - 9)$	$8 < l/r \leq 115$ $f - 21.0(1/r - 8)$	$8 < l/r \leq 105$ $f - 25.4(1/r - 8)$	$10 < l/r \leq 95$ $f - 37.7(1/r - 10)$
	$130 < l/r$ $12580000(r/1)^2$	$115 < l/r$ $12580000(r/1)^2$	$105 < l/r$ $12580000(r/1)^2$	$95 < l/r$ $12580000(r/1)^2$

注) lは部材の座屈長さ(cm)を、また、rは考える軸についての総断面の断面二次半径(cm)を示す。
 なお、lのとり方については表-7による。

座屈長 表-7

部材または桁	l
トラスの弦材	骨組長さ
トラスの腹材(構面外)	骨組長さ
トラスの腹材(構面内)	骨組長さの0.9
横構および対傾構	骨組長さ

曲げ圧縮強度の特性値 表-8

鋼種	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570				
曲 げ 圧 縮 強 度	<p>(1)強軸まわりの曲げに対し 表-6の$1/r$の代わりに次の式で示す等価細長比$(1/r)_e$を用いる。</p> $(1/r)_e = F \frac{1}{b^*}$ <p>ここで、I断面の場合 $F = \sqrt{12+2\beta/\alpha}$</p> <p>箱断面の場合</p> <p>$\beta < \beta_0$: $F = 0$</p> <p>$\beta_0 \leq \beta < 1$: $F = \frac{1.05(\beta - \beta_0)}{1 - \beta_0} \sqrt{3\alpha + 1} \cdot \sqrt{b/l}$</p> <p>$1 \leq \beta < 2$: $F = 0.74 \sqrt{(3\alpha + \beta)(\beta + 1)} \sqrt{b/l}$</p> <p>$\beta \leq 2$: $F = 1.28 \sqrt{3\alpha + \beta} \sqrt{b/l}$</p> $\beta_0 = \frac{14 + 12\alpha}{5 + 21\alpha}$ <p>U断面の場合</p> $F = 1.1 \sqrt{12 + 2\beta/\alpha}$ <p>(2)弱軸まわりの曲げに対し</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%; border-right: 1px solid black; text-align: center;">f</td> <td style="width: 25%; border-right: 1px solid black; text-align: center;">f</td> <td style="width: 25%; border-right: 1px solid black; text-align: center;">f</td> <td style="width: 25%; text-align: center;">f</td> </tr> </table>				f	f	f	f
f	f	f	f					

注) l はフランジの固定点間距離(cm)を、また、 b はフランジの幅(cm)を示す。
但し、*印の b は全体座屈の照査の場合は主桁中心間隔(cm)または腹板中心間隔(cm)を示す。 α はフランジの厚さ(t_w)の比(t_f/t_w)を、また、 β は腹板高さ(h)とフランジの幅(b)との比である。

部材名	板の名称	軸方向圧縮強度の特性値
柱	片縁支持板	$\sigma_{cu}' \cdot \frac{(b/t)_o^2}{(b/t)_s^2}$
	両縁支持板	
	補剛板	$\sigma_{cu}' \cdot \left(1.5 - \frac{(b/t)_s}{2(b/t)_o}\right)$
梁の圧縮 フランジ	片縁支持板	$\sigma_{cu0} \cdot \frac{(b/t)_o^2}{(b/t)_s^2}$ 但し、 σ_{cu} 以下
	両縁支持板	
	補剛板	$\sigma_{cu0} \cdot \left(1.5 - \frac{(b/t)_s}{2(b/t)_o}\right)$ 但し、 σ_{cu} 以下

注) $(b/t)_o$: 標準書に定める最大幅厚比

$(b/t)_s$: 実際の設計に採用する幅厚比

n : 補剛材による分割数

b : 板の幅(cm)

t : 板の厚さ(cm)

σ : 最大作用圧縮応力度

σ_{cu}' : 表-6に示す $1/r$ により変化する軸方向圧縮強度の特性値(kgf/cm²)

σ_{cu0} : 表-6に示す $1/r \approx 0$ の軸方向圧縮強度の特性値(kgf/cm²)

以上の式(5-1~5-5)及び断面耐力の計算式と各表を基に部材の終局限界状態の照査を行う。
その結果を表-10にしめす。

表-10

組合せ		断面力種別	鋼桁								
			安全係数			上縁			下縁		
			γ_a	γ_b	γ_i	作断面力	断耐力	照結査果	作断面力	断耐力	照結査果
合成前	①	M _{D11}	1.0	1.05	1.2	856.9	2551.2	0.423	856.9	4829.0	0.224
		M _{D12}				447.4	2551.2	0.221	447.4	4829.0	0.117
		計	(≤ 1)			-	-	0.644	-	-	0.341

組合せ		断面力種別	鋼桁								
			安全係数			上縁			下縁		
			γ_a	γ_b	γ_i	作断面力	断耐力	照結査果	作断面力	断耐力	照結査果
合成後	②	M _{D11}	1.0	1.05	1.2	856.9	3183.9	0.339	856.9	4829.0	0.224
		M _{D12}				447.4	3183.9	0.177	447.4	4829.0	0.117
		M _{D2}				1018.8	7408.1	0.173	1018.8	5596.4	0.229
		M _L				1372.1	17683.1	0.098	1372.1	6023.3	0.287
		M _I				366.4	17683.1	0.026	366.4	6023.3	0.077
		M _C				145.4	9492.2	0.019	145.4	13175.3	0.014
		N _{SH}				120.1	4917.5	0.031	120.1	5266.9	-0.027
		M _{SH}				168.6	3183.9	0.067	168.6	4829.0	0.044
		N _T				48.0	4917.5	0.012	48.0	5266.9	-0.011
		M _T				67.1	3183.9	0.027	67.1	4829.0	0.018
		N _{LR}				-	-	-	20.0	2430.0	0.010
		計				(≤ 1)			-	-	0.969

組合せ	断面力種別	鋼 桁								
		安全係数			上縁			下縁		
		γ_a	γ_b	γ_i	作断 用面 力	断耐 面力	照結 査果	作断 用面 力	断耐 面力	照結 査果
合 成 後	M _{D11}	1.0	1.05	1.2	856.9	3183.9	0.339	856.9	4829.0	0.224
	M _{D12}				447.4	3183.9	0.177	447.4	4829.0	0.117
	M _{D2}				1018.8	7408.1	0.173	1018.8	5596.4	0.229
	M _L				1372.1	17683.1	0.098	1372.1	6023.3	0.287
	N _{SH}				120.1	4917.5	0.031	120.1	5266.9	0.027
	M _{SH}				168.6	3183.9	0.067	168.6	4829.0	0.044
	N _T				48.0	4917.5	0.012	48.0	5266.9	0.011
	M _T				67.1	3183.9	0.027	67.1	4829.0	0.018
	N _{LR}				—	—	—	20.0	2430.2	0.010
	N _B				—	—	—	31.3	2430.2	0.016
	計				(≤ 1)			—	—	0.924

以上が、終局限界状態の照査結果である。

断面変化位置（下フランジ）での腹板下端において、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する部材の合成応力の照査を行う。

照査式としては、以下である。

$$\left\{ \frac{\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i}{1.1} \right\}^2 \cdot \left\{ \left[\frac{M}{M_{ul}} \right]^2 + \left[\frac{S}{S_u} \right]^2 \right\} \leq 1$$

但し、合成桁の場合、合成応力の照査を上式の様断面力による照査式で行うのは煩雑なため次式に変換して応力度により照査をおこなう。

$$\left\{ \frac{\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i}{1.1} \right\}^2 \cdot \left\{ \left[\frac{\sigma}{f/\gamma_m} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{\tau_u/\gamma_m} \right]^2 \right\} \leq 1$$

使用限界状態及び疲労限界状態の照査についての記載は、ここでは省略する。

2. 3. 6 考察

上記に掲げた様に限界状態設計法は、許容応力度設計法とは明らかに照査式が異なる。

その相違点としては、許容応力度設計法の許容応力度としての抵抗値の中に含まれていた安全率を独立させる事により上記の図-1及び式-1の様に安全係数として持たせ断面力レベルでの照査を行う点である。式-1の様に安全係数を、独立させる事により許容応力度設計法に比べて不確定要素についての対応がより可能になると思われる。

不確定要素とは、構造物が必ず持つ設計から施工にいたるあらゆる状態が持つ未知の要素等と考えられる。許容応力度設計法では、一般的に安全率=1.7の場合のみであり、この安全率には、限界状態設計法の安全係数が全て含まれている。

以上のことより限界状態設計法では、式-1の様に安全係数を関数とした断面力の照査式の為、許容応力度設計法の、不変の安全率（=1.7）で考えられた応力度による照査式よりも柔軟な対応がとれるのではないかとと思われる。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説

鉄道標準の道路橋への相対課題（メモ）

現在国内では、鋼橋分野における限界状態設計法の設計標準は鉄道総合技術研究所編集の運輸省鉄道局監修による鉄道構造物等設計標準・同解説がある。ここで、この先鋼道路橋において限界状態設計法の設計標準を作成するにあたり鋼鉄道橋、鋼道路橋の相違点を明確にし、鉄道構造物等設計標準・同解説の道路橋に対しての相対課題をとりあげてみたい。

国鉄建造物設計標準解説と、鉄道構造物等設計標準・同解説を比べてみたところ双方の違いとは、許容応力度設計法と限界状態設計法の照査方法の違いに他ならないと思われる。

ここでは、鋼鉄道橋、鋼道路橋の比較を行うことで限界状態設計法の課題の洗い出しを行ってみたい。

（１） 基本式の考え方（終局限界状態）

限界状態設計法による部材の設計に関する基本的な考え方は下式である。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \frac{S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k / \gamma_m)} \leq 1 \quad \dots \text{式 2.1}$$

γ_a	構造解析係数
γ_b	部材係数
γ_i	構造物係数
γ_m	材料係数
γ_f	荷重係数
S	作用断面力
R	断面耐荷力
F_k	荷重の特性値
f_k	材料強度の特性値

又許容応力度設計法の基本式を限界状態設計法と同様な形式に変換すると次式の様になる。但し、作用断面力としては曲げモーメントとする。

$$\frac{\sigma (= S \cdot y / I)}{\sigma_a (= R / \nu)} \leq 1 \quad \dots \text{式 2.2}$$

σ	: 作用応力度
σ_a	: 許容応力度
S	: 作用断面力
R	: 断面耐荷力
y	: 上、下縁までの距離
I	: 断面二次モーメント
ν	: 安全率 (≈ 1.7)

設計法そのものについては、許容応力度法・限界状態設計法の違いこそあれ基本的な考え方は同様である。基本的な考え方とは、式2.1と式2.2に示した様に荷重作用力が部材の抵抗値以内になる様な照査方法である。許容応力度設計法と限界状態設計法2種類の設計法の違いは、許容応力度設計法では既に安全率を含んだ許容応力度と作用応力度で比較を行い、限界状態設計法では安全率を係数（式2-1の γ_a 、 γ_b 、 γ_i 、 γ_m 、 γ_f ）として取り出し作用断面力と断面耐荷力とで比較を行う点である。

許容応力度設計法は、軸力、曲げモーメント、剪断力、捻りモーメントなどの作用力に対して σ （直応力度）、 τ （せん断応力度）の応力度の照査を行う。

但し、限界状態設計法では応力度による照査から断面力による照査に変わる事から軸力のみでの照査式が追加される。

（2） 安全係数の対比

1） 材料係数

材料係数として概要で揚げた鉄道標準では鋼材として圧縮、引張、剪断などについて細かく各 1.1, 1.05, 1.05（520MP a級以下）1.1, 1.15, 1.15（570MP a級）と区分けしている。

これは、許容応力度設計法と同様に鋼材の安全率を圧縮材には高めに設定しているためである。但し、520MP a級以下の鋼材に対してであり570MP a級の鋼材では、前者に比べて降伏点に対する安全率を高く取っていたそのため引張材に対する安全率を圧縮材に比べて高くとっている。

許容応力度設計法では、鉄道橋、道路橋で許容応力度に差がある。これは、材質により許容応力度にたいする安全率に多少の違いが有るためであるが、鉄道橋、道路橋、の安全率の違いを材料係数そのものに持たせるべきことではない様に思われる。

2） 荷重係数

鉄道橋、道路橋において共に共通の荷重状態のみを考えると死荷重、活荷重衝撃、地震、風、温度変化等が考えられる。

死荷重については、道路、鉄道橋共に永久荷重でもあるし変動幅が少ないと考えられる事もあり荷重係数1.0は変わらないと思われる。

活荷重について鉄道橋では、設計荷重値（最大値）と実際の載荷荷重値の関係が比較的高い頻度で一致する傾向にあり、道路橋の場合は設計荷重値が実際の載荷荷重値と比較すると鉄道橋に比べて一致する頻度は少ない傾向にある。

この事より、道路橋における活荷重には既に十分な安全率が含まれているのではないかと考えられる。

鉄道橋では、活荷重に対して荷重係数1.1としているが、これは将来の列車荷重の荷重形態の変更を考慮して10%の余裕をみているからである。

道路橋の場合を考えると、上記の傾向から考えて鉄道橋の様に荷重形態の変更に伴う余裕を荷重係数の中に含める必要はないのではないかとと思われる。

具体的に活荷重係数をどの様に設定するのか、又その係数の扱いとして全区間活荷重係数を統一するのか、区分けするのか（例えば径間中央、支点付近、相反付近）等、色々細かい考慮すべき問題が有る。

衝撃係数については、鉄道橋と同様に活荷重係数と同じで良いと思う。

風、地震、温度変化等の係数については、着目断面力の内組合せ断面力に占める影響の大きい断面力、小さい断面力の選別を行い係数を決定する必要があると思われる。

3) 構造解析係数

構造解析係数は、設計荷重により算出された断面力について、構造解析の不確実性に対し安全性を確保するための係数で有る。

構造解析係数そのものを係数の定義の内容から判断すると、鉄道橋、道路橋の違いにより係数が異なることはないと思われる。

4) 部材係数

部材係数は、部材耐力に対して計算上及び施工上の不確実性等に対して安全性を保証するための係数で有り特に鋼部材では、実験値の下限値を耐力に採用しているため不確実性をほとんど考慮する必要はない。鋼部材の部材係数は主として、施工上（製作架設）の不確実性を考慮した係数である、その為鉄道橋、道路橋で係数に違いがあることは不自然だと思われる。

5) 構造物係数

構造物係数は、構造物の重要度、限界状態に達したに差がある。これは、材質により許容応力度にたいする安全率に多少の違いが有るためであるが、鉄道橋、道路橋、の安全率の違いを材料係数そのものに持たせるべきことではない様に思われる。

(3) 考察

概要で少し触れた様に、国鉄建造物設計標準と鉄道構造物等設計標準とを比較すると基本的な内容に違いはない。相違点としては、基本的には応力度による照査と断面力による照査の照査方法の違いによるものであり、その違いに伴う詳細の変更で有る。

道路橋の限界状態設計法標準の事を考えた場合、上記の結論よりあくまで道路橋示方書をその基準とし、道路橋の限界状態設計法の仕様を作成していけば良いと思われる。

これらの事より、鉄道標準と道路橋の相対課題として考えるべき事は、照査上の考え方としては鉄道標準を参考にしつつ、道路橋示方書の考えを用い道路橋独自の係数を設定する等の対応をする事ではないのだろうか。

一言で言い換えるとすると、道路橋の限界状態設計法の仕様作成とは道路橋示方書に沿った仕様作成で有ると言えると思う。

安全係数については、荷重係数以外は鉄道橋、道路橋で違いはないのではないかとと思われる。

しかし、荷重係数の中でも活荷重係数は基本的に鉄道橋、道路橋の荷重形態が異なる事から当然それなりの係数設定が必要になると思われる。

但し、荷重係数を決定する根拠をどうするか等簡単には決定出来ない問題がある。

参考文献

- | | |
|--------------|------------------|
| 1) 土木学会 | : 国鉄建造物設計標準解説 |
| 2) 土木学会 | : 鋼構造物設計指針 |
| 3) 鉄道総合技術研究所 | : 鉄道構造物等設計標準・同解説 |
| 4) 日本道路協会 | : 道路橋示方書・同解説 |

2. 4 限界状態設計法による合成桁橋の設計法に関する研究

土木学会関西支部共同研究グループ (1988. 5)

報告書では、限界状態設計法の概念・特徴を踏まえて、単純合成桁に着目し建設省の標準設計橋梁の一部について、実測活荷重データを用いたシュミレーションを行い、限界状態設計法の要である荷重係数の算出を中心に報告している。

(1) 安全係数

抵抗強度と荷重強度をシュミレーション、信頼性理論、及び安全性指標法 (β 法) で評価し、以下の安全係数を導いた。

- ① 重要度係数 $\phi_1 = 1.0$
- ② 抵抗強度の下界係数 $\kappa = 0.72$
- ③ 実測強度と公称強度の比 $R_m/R = 1.26$

②, ③より抵抗係数 $\phi = 0.72 \times 1.26 = 0.91$ となる。

- ④ 安全係数 (=構造解析係数) $\gamma_0 = 1.0$
- ⑤ 死活重作用の上界係数
 - 合成前死活重 $\kappa_{d1} = 1.16$
 - 合成後死活重 $\kappa_{d2} = 1.20$
- ⑥ 実態死活重作用と設計死活重の比
 - 前死活重 $\lambda_{d1} = 1.00$
 - 後死活重 $\lambda_{d2} = 1.20$

⑤, ⑥より死活重係数 $\lambda_{d1} = 1.17, \lambda_{d2} = 1.70$ を得る。

- ⑦ 活荷重係数 $\gamma_1 = 2.2$

⑦では、下記報告書の実測データを参考にしている。

- 1) 旧阪堺大橋の健全性に関する調査研究委員会・大阪市土木局・長大橋技術研究会
旧阪堺大橋の調査研究報告書, 昭和62年3月.
- 2) 阪神高速道路公団: 設計荷重 (HDL) 委員会報告書第2編 活荷重分科会報告
(別冊-1)・阪神高速道路における活荷重実態調査と荷重評価のための解析

(2) ずれ止めのせん断強度

合成桁に固有の限界状態であるずれ止めの疲労特性強度，静的特性強度を研究し、以下の強度公式を導いた。

1) 疲労特性強度

スタッドの疲労特性強度は、次式によるものとする。

$$\log f_{vhr} = 1.75 - 0.117 \log N$$

ここに、 f_{vhr} : 疲労特性強度（せん断応力範囲）（ kgf/mm^2 ）

N : 疲労寿命（回）

2) 静的特性強度

スタッドの静的特性強度は、次式によるものとする。

$$Q_u = 130 d^2 f_{ck} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_u = 24 d H f_{ck} \quad (H/d < 5.5)$$

ここに、 Q_u : 静的特性強度（ $\text{kgf}/\text{本}$ ）

d : 直径（ cm ）

H : 高さ（ cm ）

f_{ck} : コンクリートの特性強度（ kgf/cm^2 ）

2. 5 カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準 (1979)

(1) 概要

カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準 (Ontario Highway Bridge Design Code) (以下OHB D規準) は、1979年に初版が刊行された。OHB D規準は鋼構造・コンクリート構造・合成構造を含むすべての橋梁上部構造、下部構造および付属設備の設計から既設橋の耐荷力評価に至るまで、一貫して部分安全係数法による限界状態設計法のフォーマットで記述されている。

OHB D規準における限界状態設計法の考え方の特徴的なものを挙げると次のようである。

- a) 終局限界状態に用いられる荷重係数と耐荷力係数は、荷重強度や材料強度の統計データに基づき、安全性指標 $\beta = 3.50$ に対してキャリブレーションされており、数例の実橋の実物実験も行っている。
- b) 終局限界状態における構造物の応答の決定は弾性解析法による。
- c) 鋼構造に対しては、塑性モーメントまで期待できるコンパクト断面と降伏モーメントまでしか期待できないノンコンパクト断面のそれぞれに対して規定をはっきり分けている。
- d) 終局限界状態に用いられる活荷重は、橋の寿命50年の間に1回起こる確率に基づいて定められている。
- e) 疲労破壊を使用限界状態に含めている。

(2) 安全係数の設定

終局限界状態の照査基準を式で表せば次の通りである。

$$\phi R \geq \alpha 1D + \gamma \phi (\alpha 2L + \alpha 3Q + \alpha 4T) \quad (1)$$

ここに、 ϕ = 耐荷係数 (Performance factor)

R = 構造要素の公称耐力 (nominal resistance)

γ = 重要度係数

ϕ = 荷重組み合わせ係数

α = 荷重係数 (load factor)

D、L、Q、T = 死荷重 (D)、活荷重 (L)、風荷重・地震荷重 (Q)、温度変化・材料の収縮やクリープ・不等沈下の影響 (T) の規格値、または、それらによる荷重効果。

荷重の組み合わせおよび荷重係数を表-1、表-2に示す。

(3) 終局限界状態の設計書式 (梁および桁の場合)

(a) 二軸対称コンパクト断面 (横支持、横構条件を満足の場合)

$M_u > (2/3)M_p$ のとき

$$M_r = 1.15 \phi M_p (1 - 0.28M_p / M_u) \leq \phi M_p$$

$M_u \leq (2/3)M_p$ のとき

$$M_r = \phi M_u$$

$$M_u = (\pi / L) \sqrt{(E I_y G J) + (\pi E / L)^2 I_y C_w}$$

ここに、

M_p : 塑性モーメント (Nmm)

M_r : 部材または要素のモーメント耐力 (Nmm)

M_u : 横座屈を受ける部材のモーメント耐力 (Nmm)

C_w : そりねじり定数 (mm)

L : 固定点間距離 (mm)

(b) 二軸対称ノンコンパクト断面 (横支持、横構条件を満足の場合)

$M_u > (2/3)M_y$ のとき

$$M_r > 1.15 \phi M_y (1 - 0.28 M_y / M_u) \leq \phi M_y$$

$M_u \leq (2/3)M_y$ のとき

$$M_y = \phi M_u$$

$$M_u = (\pi / L) \sqrt{(E I_y G J) + (\pi E / L)^2 I_y C_w}$$

ここに、

M_y : 降伏モーメント (Nmm)

(c) 腹板がせん断と曲げの連成作用を受け、かつ、 $V_f / V_r > 0.6$ のとき、次式を満足しなければならない。

$$0.727 M_f / M_r + 0.455 V_f / V_r < 1.0$$

ここに、

M_f : 終局限界状態での部材または要素の曲げモーメント (Nmm)

V_f : 終局限界状態でのせん断力 (N)

V_r : 部材または要素のせん断耐力の設計値 (N)

(4) 既設橋の耐荷力評価

OHB D 規準では、既設橋に対し次式で示す減少係数 (F) を用いて車両規制を行っている。

$$F = \frac{\phi R_n - (\text{死荷重の荷重効果の設計用値})}{(\text{活荷重の荷重効果の設計用値})}$$

ここに、

R_n : 構成要素の公称耐力 (kN)

ただし、コンクリート床版に対しては、

$$F = \phi R_n / L_o$$

ここに、

L_o : 動荷重増幅率を含む軸荷重の設計用値

$$\phi : 0.5$$

制限荷重の計算は以下のようなになる。

(a) レベル 3

$$F \geq 1 \quad \text{制限荷重の必要なし}$$

(b) レベル 2 または 3

$F > 0.3$ 図14-7.3(a), 図14-7.3(b), 図14-7.3(c)のそれぞれの図から得られるレベル1、2または3に対する3種の制限荷重を決める必要がある。

$F < 0.3$ 図14-7.3(a)から得られるレベル1の制限荷重を決める。

(c) レベル 1

$F < 0.3$ 橋の閉鎖を検討する必要有り。

表一 1 荷重の組み合わせおよび荷重係数

	永久荷重 (終局限界状態に対しては α の最大 値または最小値を使用)			一時荷重					例外荷重 (一個のみを使用)			
	D	E	P	L	K	W	V	S	Q	F	A	H
使用限界状態												
タイプ I	1.00	1.00	1.00	0.80 ⁺	0.00	1.00*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
タイプ II	1.00	1.00	1.00	0.75	0.80	0.70*	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
終局限界状態												
組み合わせ 1	α_D	α_E	α_r	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
組み合わせ 2	α_D	α_E	α_r	1.25	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
組み合わせ 3	α_D	α_E	α_r	1.15	1.00	0.40	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
組み合わせ 4	α_D	α_E	α_r	0.00	1.25	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
組み合わせ 5	α_D	α_E	α_r	0.00	0.00	0.70*	0.00	0.00	1.30	1.30	1.30	1.40

*この荷重は、照明燈、標識、交通標識サポート、障壁および細長い構造要素に
該当する構造物のみを考慮する。

+上部構造物の振動に対しては、この荷重のみを使用する。

- A 氷着荷重
- D 死荷重
- E 死荷重以外の、土圧および静水圧による荷重。載荷重に対する荷重係数は、
それを生ずる荷重の係数を用いる。
- F 流水と氷圧による荷重。
- H 衝突荷重。
- K すべり支承の限界摩擦力。または弾性変形の効果を除き、温度変化と温度差、コンクリー
トの乾燥収縮、収縮差およびクリープによるすべてのひずみの組み合わせ効果。
- L 活荷重、動荷重増幅率を適用すべきときにはこれを含み、活荷重によるすべての作用可能
な荷重。
- P プレストレスの二次的効果。
- Q 地震荷重。
- S 基礎の不等沈下による荷重。
- V 活荷重に働く風荷重。
- W 構造物に働く風荷重。

表一 2 荷重係数の最大値と最小値

死荷重	α_D の最大値	α_D の最小値
木材を除く、工場製作の構成要素	1.10	0.95
現場打ちコンクリート、木材、すべての非構成要素	1.20	0.90
測定厚さに基づく舗装	1.20	0.90
厚さの公称値または規格値に基づく舗装	1.50	0.65
盛り土、杭のネガチブフリクション	1.25	0.80
水	1.10	0.90
土圧 および 静水圧	α_E の最大値	α_E の最小値
受動土圧	1.70	0.80
静止土圧	1.40	0.65
主動土圧	1.25	0.60
静水圧	1.10	0.90
プレストレス	α_r の最大値	α_r の最小値
プレストレスの二次的効果	1.05	0.95

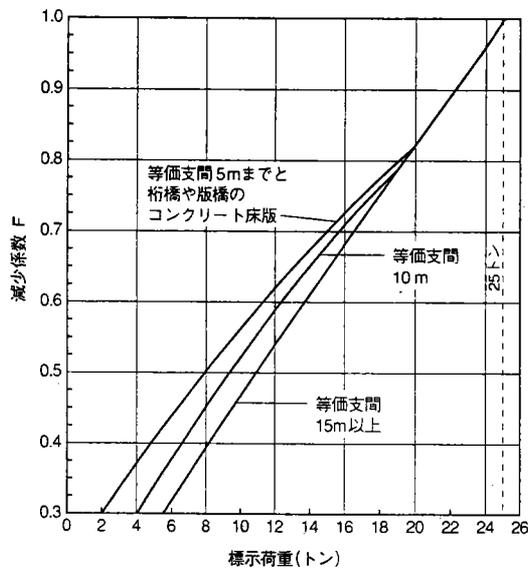


図 14-7.3 (a) 評価荷重レベル1に対応する標示荷重

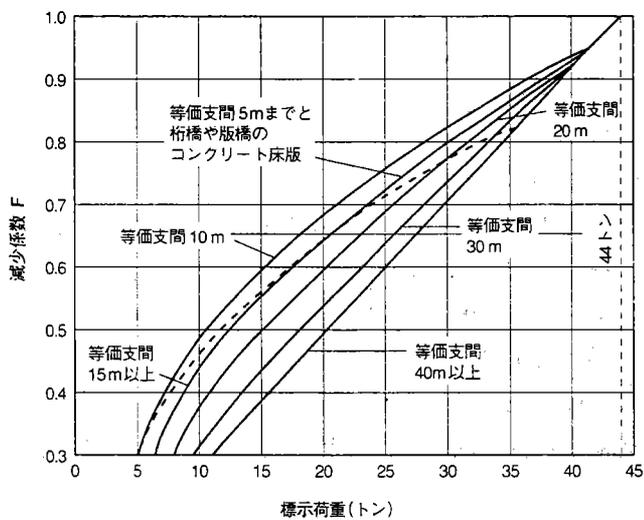


図 14-7.3 (b) 評価荷重レベル2に対応する標示荷重

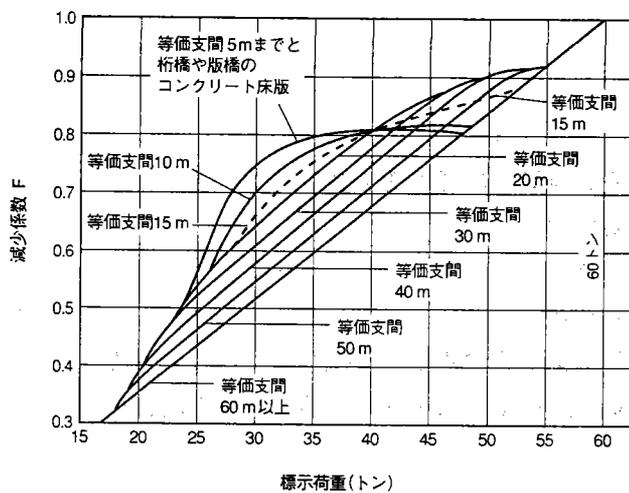


図 14-7.3 (c) 評価荷重レベル3に対応する標示荷重

2. 6 AASHTOの設計基準

(1) 概要

この設計基準は、橋梁の設計、既存橋梁の耐荷力評価、リハビリテーションに用いることが出来る。斜張橋や吊橋等の長大橋梁への適用も考えている。鉄道橋の設計にはこのままの形では利用できない。安全性を検討する上での冗長性や構造部材・接合部のじん性に注意が払われており、設計照査法としては荷重・抵抗係数設計法(LRFD)が採用されている。そこに見られる係数は、現在の統計的知識に基づいて確率論的に決定されている。安全性指標として $\beta = 3.5$ を確保するようにキャリブレーションがなされている。設計寿命は75年としている。

(2) 限界状態の種類

1) 供用限界状態(Service Limit State)

通常の供用状態における応力、変形、ひび割れ幅に対する限界状態

2) 疲労と破壊限界状態(Fatigue and Fracture Limit State)

疲労限界状態は単一車両に予想される応力振幅の繰り返し回数を考慮した応力振幅の限界状態であり、破壊限界状態は材料のじん性の要求値で決まる限界状態

3) 強度限界状態(Strength Limit State)

構造物の局部と全体に関する強度と安定に対する限界状態

4) 偶発時限界状態(Extreme-Event Limit State)

大地震時、洪水時、船舶・車両・流氷などの衝突時などにおいて橋梁が残存するための限界状態

(3) 限界状態設計法の基本式

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_i$$

ここに、

η : じん性、冗長性、重要度に関する係数

η_D : じん性に関する係数

η_R : 冗長性に関する係数

η_i : 重要度に関する係数

γ_i : 荷重係数 (荷重効果に乗じる確率・統計論に基づく係数)

ϕ : 抵抗係数 (公称強度に乗じる確率統計論に基づく係数)

Q_i : 荷重効果

R_n : 公称強度

R_r : 係数倍された強度 (ϕR_n)

(4) 荷重と荷重係数

係数倍された荷重は、一般に $Q = \eta \sum \gamma_i Q_i$ と表される。ここに、荷重係数は、強度限界、偶発時限界、供用限界、疲労限界ごとに表の形で整理されている。荷重係数には、荷重の変動性、解析精度のばらつき、組み合わせ荷重の同時生起確率が考慮されている。

(5) 抵抗値と抵抗係数

荷重効果に対する部材や接合部の抵抗値は、公称値を用いている。抵抗係数には、材料の性質・構造寸法・施工技術の変動性、抵抗値を推定する際の不確実性が考慮されている。強度限界状態の照査以外では、暫定的に抵抗係数 ϕ を1.0としている。

(6) 構造解析

線形解析のみならず非線形解析が利用できる。通常の構造解析法として、古典的な変位法や応力法、差分法、有限要素法、折板構造法、有限帯板法、格子解析法、級数展開法、降伏線法等が挙げられている。動的解析についても詳細に記述されている。

(7) 問題点

- ・キャリブレーションは支間200ft-600ftの橋梁についてなされているが、十分な数についてなされているわけではない。
- ・曲線げたについては、十分なキャリブレーションがなされていない。

第3章 安全係数の感度分析

3.1 目的

現行の許容応力度設計法では、ケーブル材等の例外はあるものの、構造部材の有する全体の安全率として常時では1.7が採用されている。この安全率の概念に対応するものとして、限界状態設計法の基本式では種々の安全係数を用いて表現されている。(下記)

<基本式で用いられている安全係数>

- ・構造解析係数
- ・材料 ”
- ・部材 ”
- ・構造物 ”
- ・荷重 ”

本章では、現行の許容応力度設計法で設計された事例に対し、限界状態設計法の基本式で見直した場合に、活荷重に対する荷重係数(以後活荷重係数と呼ぶ)が橋梁の規模および部位により、どの程度の感度を有しているかを調査することを目的とする。

調査対象橋梁は鈹桁および箱桁橋とし、主桁に作用する曲げモーメントに着目し感度分析を実施した。

3.2 感度分析の方法

3.2.1 限界状態設計法の基本式

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_t \cdot \frac{S (\gamma_t \cdot F_k)}{R (f_k / \gamma_m)} \leq 1 \quad (3.1)$$

γ_a	構造解析係数	}	安全係数
γ_b	部材係数		
γ_t	構造物係数		
γ_m	材料係数		
γ_t	荷重係数		
S	荷重効果(断面力)		
F_k	荷重の特性値		
R	抵抗値(断面耐力)		
f_k	材料強度の特性値		

3.2.2 活荷重比率と活荷重係数の相関関係

(1) 主桁の設計曲げモーメントに着目し、許容応力度法における全体安全率を1.7とし、下式により荷重係数 α を算出する。

$$\nu \cdot (M_d + M_L) = \pi_r \cdot (\lambda \times M_d + \alpha \times M_L) \quad (3.2)$$

ここで

ν : 許容応力度法による全体安全率=1.7

π_r : 式(3.1)における安全係数のうち、荷重係数以外の安全係数の積

$$\pi_r = \gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \gamma_m$$

本分析では下記の値を仮定した。

$$\gamma_a = 1.0$$

$$\gamma_b = 1.05, 1.10, 1.15, 1.20 \text{ の4ケース}$$

$$\gamma_i = 1.20$$

$$\gamma_m = 1.0$$

これにより

$$\pi_r = 1.26, 1.32, 1.38, 1.44$$

となる。

λ : 死荷重係数=1.0

(2) 算出した α と活荷重比率(= $M_L / (M_d + M_L)$)の相関図を作成する。

3.2.3 活荷重比率と安全係数比率の相関

(1) α を一義的に1.6、1.7、1.8に固定したとき、限界状態設計法による書式で算出した安全率と現行の許容応力度法の安全率との比(安全係数比率: S_F)がどのような傾向を示すかを調べる。検定式は式(3.2)において $\nu=1.7$ とし、移項する。

$$S_F = \frac{\pi_r (1.0 M_d + \alpha M_L)}{1.7 (M_d + M_L)} \quad (3.3)$$

(2) 算出した S_F 比と活荷重比率($M_L / (M_d + M_L)$)の相関図を作成する。なお相関図は下記のケースについて作成する。

i) $\pi_r=1.26$ とし、 $\alpha=1.6, 1.7, 1.8$ としたケース。

ii) $\alpha=1.7$ とし、 $\pi_r=1.26, 1.32, 1.38, 1.44$ としたケース。

3.3 感度分析結果

感度分析の結果として、表-3.1に曲げモーメントの活荷重比率を示す。実際に詳細設計した橋梁をサンプルとして用いているため、形式や支間割りにについては、様々である。

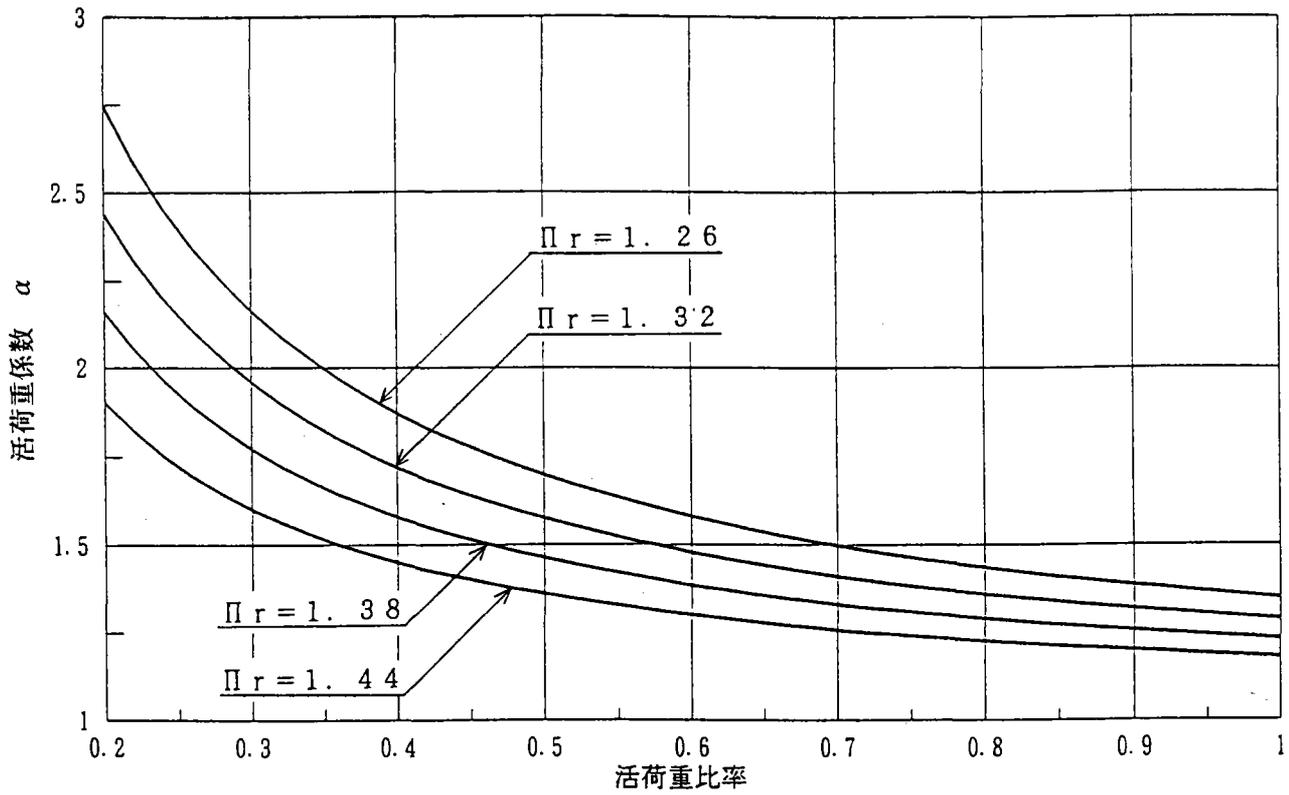
図-3.1の上図は、活荷重比率と活荷重係数の関係を示したもので、下表は実際の橋梁での各部位の活荷重比率が、どのようになるかを示した。

図-3.2は、 $\alpha = 1.7$ の場合の活荷重比率と安全係数比率の関係を $\Pi\gamma = 1.26, 1.32, 1.38, 1.44$ について示したもので、図-3.3は、 $\Pi\gamma = 1.26$ の場合の活荷重比率と安全係数比率の関係を $\alpha = 1.6, 1.7, 1.8$ について示した。

表-3.1 曲げモーメントの活荷重比率

NO.	形式	支間割り	端支間中央	交番部	中間支点上	中支間中央
1	2径間連続鉄桁橋	28.8+28.7	0.46	0.63~0.64	0.30	
2	3径間連続鉄桁橋	40.0+40.0+40.0	0.38~0.39	0.67~0.74	0.30~0.32	0.56~0.71
3	3径間連続鉄桁橋	44.7+34.6+36.5	0.40~0.43	0.52~0.88	0.36	??
4	4径間連続鉄桁橋	29.6+36.0+36.0+29.6	0.50~0.53	0.71~0.94	0.36~0.44	0.53~0.64
5	2径間連続箱桁橋	62.1+62.1	0.37	0.89~0.99	0.25~0.26	
6	3径間連続箱桁橋	54.3+54.1+54.1	0.32~0.45	0.66~0.98	0.28~0.32	0.49~0.52
7	3径間連続箱桁橋	65.8+65.8+66.9	0.32	0.56~0.74	0.27	0.57
8	4径間連続箱桁橋	49.3+55.5+55.5+49.3	0.4	0.57~0.79	0.29~0.31	0.46
9	2径間連続鋼床版箱桁橋	120.0+100.0	0.35~0.45	0.67~0.71	0.26	
10	3径間連続鋼床版箱桁橋	74.7+97.5+60.4	0.47~0.58	0.67~0.94	0.32~0.35	0.44
11	3径間連続鋼床版箱桁橋	100.0+130.0+100.0	0.44	0.68~0.78	0.31~0.33	0.43
12	10径間連続鋼床版箱桁橋	110.0~240.0	0.40	0.45~0.65	0.25~0.28	0.32~0.46

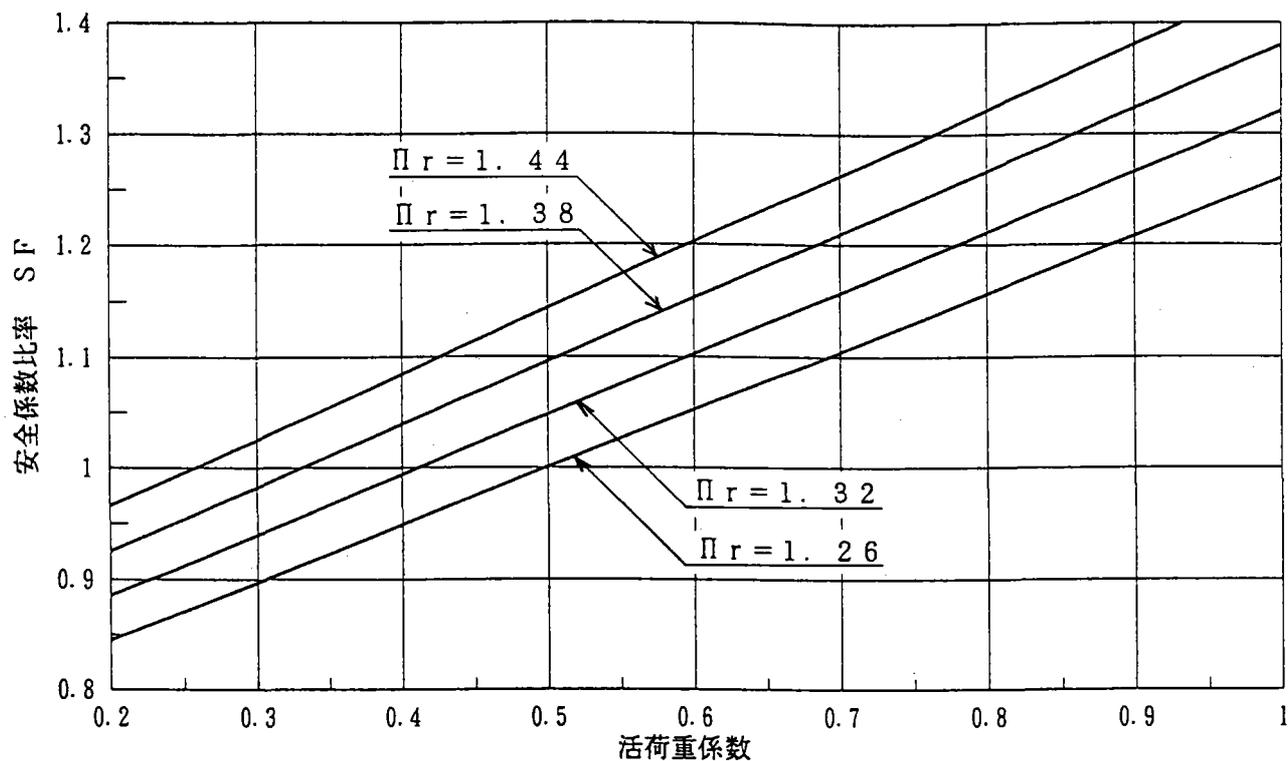
図-3.1 活荷重比率と活荷重係数の相関



橋梁 NO	活荷重比率のレンジ						
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
NO. 1			*		xx		
NO. 2	+-+	**		o--o	x--x		
NO. 3		*-*	x--x				x
NO. 4		+--++	*-*	o--o	x--x		x
NO. 5	++	*					x--x
NO. 6	+--+	*--*	o--o		x--x		x
NO. 7	+	*		x--o	x--x		
NO. 8	+-+	*	o	x--		x	
NO. 9	+	*--*			x--x		
NO. 10		+--+	o	*--*	x--		x
NO. 11		+--+	o	*	x--	x	
NO. 12	+-+	o--*	x--o		x		

+--+ 中間支点上 *-* 端支間中央 o--o 中支間中央 x--x 交番部

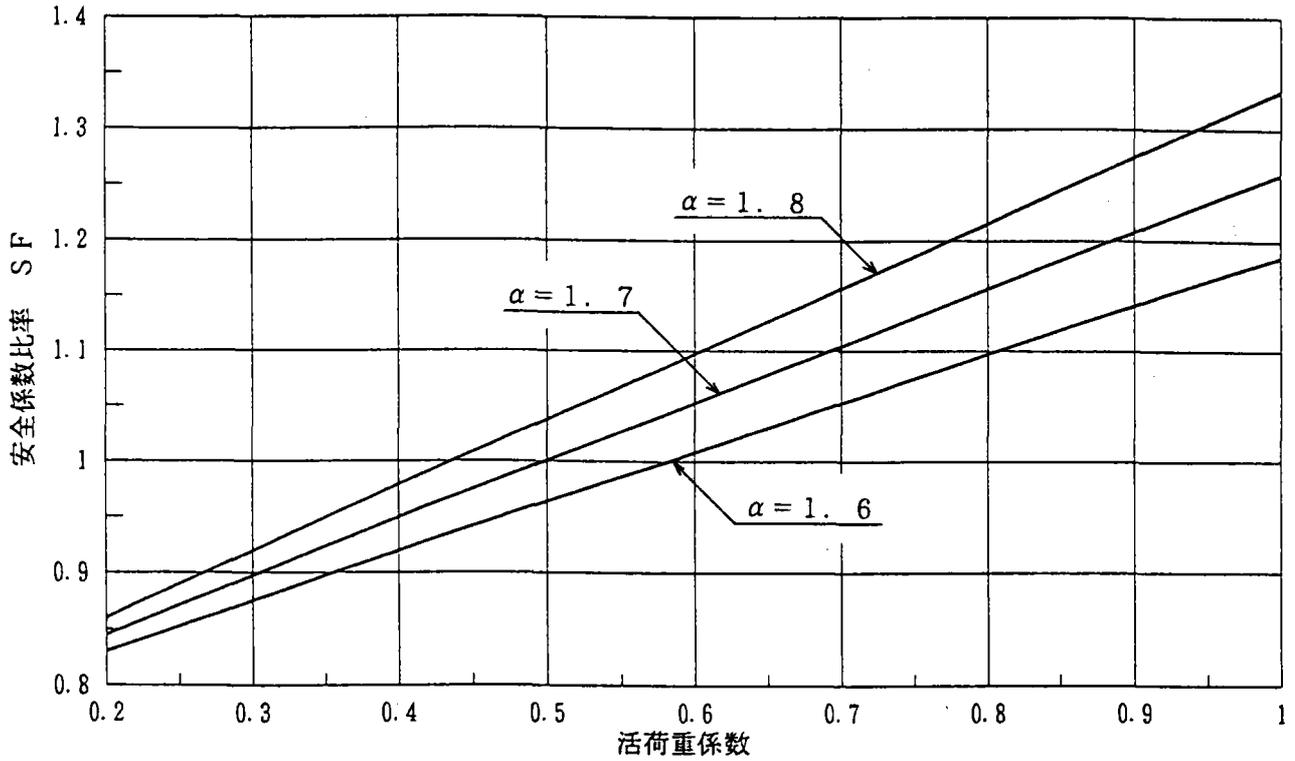
図-3.2 活荷重比率と安全係数比率の相関
($\alpha = 1.7$ の場合)



橋梁 NO	活荷重比率のレンジ						
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
NO. 1			*		xx		
NO. 2	+-+	**		o--o	x--x		
NO. 3		+*-*	x				x
NO. 4		+-----+	*-*	o--o		x	-----x
NO. 5	++	*					x-----x
NO. 6	+-+	*-----*		o--o		x	-----x
NO. 7	+	*		x	o		x-----x
NO. 8	+-+	*	o		x		-----x
NO. 9	+	*-----*				x--x	
NO. 10	+-+		o	*-----*		x	-----x
NO. 11	+-+		o	*		x	-----x
NO. 12	+-+	o	* x				-----x

+-+ 中間支点上 *-* 端支間中央 o--o 中支間中央 x--x 交番部

■-3.3 活荷重比率と安全係数比率の相関
($\Pi_r=1.26$ の場合)



橋梁 NO	活荷重比率のレンジ						
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
NO. 1			*		xx		
NO. 2	+-+	**		o-----o	x-----x		
NO. 3		+ *-*	x-----x				x-----x
NO. 4		+-----+	*-*	o-----o	x-----x		x-----x
NO. 5	++	*					x-----x
NO. 6	+--+	*-----*	o--o		x-----x		x-----x
NO. 7	+	*		x-----x	o-----o		x-----x
NO. 8	+-+	*	o	x-----x			x-----x
NO. 9	+	*-----*			x-----x		
NO. 10		+--+	o	*-----*	x-----x		x-----x
NO. 11		+--+	o *		x-----x		x-----x
NO. 12	+-+	o-----o	* x		x-----x		

+-+ 中間支点上 *-* 端支間中央 o--o 中支間中央 x--x 交番部

3.4 考察

本章では、限界状態設計法における活荷重係数 α が現行許容応力度法で設計された橋梁でどのような値となるかを中心に調べた。ただし、対象とした橋梁の種類は、非合成の連続I桁、RC床版の連続箱桁、鋼床版の連続箱桁等である。

表-3.1より各橋梁部位の活荷重比率は、比率の高い方から挙げると、交番部(0.6~0.9)、中支間中央(0.4~0.6)、端支間中央(0.3~0.5)、中間支点上(0.25~0.4)、という順になる。橋梁形式別では大きな違いはないが、死荷重比率の大きいRC床版の連続箱桁の中間支点上の比率が最も小さい値となっている。また、連続桁のスパン比、幅員構成による活荷重比率の特性については、今回のサンプルからは有意性を見い出せなかった。

図-3.1より活荷重係数 α と活荷重比率との関係は、双曲線の式となる。活荷重係数 α は、 $\Pi\gamma=1.26$ とした場合、各橋梁部位で1.4~2.3の範囲となる。結果的には、活荷重比率が各橋梁部位で異なり、活荷重比率によって活荷重係数 α が各橋梁部位で一定でないことがわかる。

図-3.2、3.3より活荷重比率と安全係数比率(SF比)との関係は直線の式となる。安全係数比率(SF比)は、活荷重係数 $\alpha=1.7$ 、 $\Pi\gamma=1.26$ とした場合、各橋梁部位で0.87~1.25の範囲となる。SF比が1.0(活荷重比率0.5)を基準とすると、SF比が1.0より小さい中間支点上、端支間中央の部材では、現行設計より限界状態設計法の設計断面力が小さくなり、また、SF比が1.0より大きい中支間中央、交番部は、設計断面力が大きくなることわかる。

これらの結果より、活荷重係数 α を一定とした場合、現行設計とは異なる断面構成になることがわかる。たとえば、活荷重係数 α を各橋梁部位の平均値で一定とすると、活荷重比率の小さい中間支点上は、現行より小さい断面構成となり、活荷重比率の大きい交番部は現行より大きい断面構成となる。一方、限界状態設計法における活荷重係数 α を各橋梁部位で変化させることは、明白な根拠のない設計法となること、設計業務が繁雑になること等から好ましくない。したがって、活荷重係数 α を一定とする場合にどのような値とするかが課題となる。

第4章 現行設計法との較正計算

4.1 目的

現在、許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行しつつあるものの、限界状態設計法の諸係数を確率論的に決定することは実際には難しい。現時点では、既存の橋梁とほぼ同一な橋梁が得られるような内容で限界状態設計法を導入し、今後の調査研究を待ってそのレベルを上げていくのではないと思われる。導入にあたっては、安全性、経済性、外観形状といった項目に着目し、既存の許容応力度設計法で設計された橋梁と同程度に安全であり、同様の外観を有し、経済性も遜色ないことが必要になる。

設計断面力と安全率が同一であれば、いずれの設計方法を用いても同じ断面が得られるので、両設計法による断面力が一つの橋梁内ではほぼ同一であれば、同一の橋梁が設計できる。表-4.1には、感度分析の結果を再度示すが、同表からも、活荷重比率が一つの橋梁内で変化するため、部位ごとの活荷重係数は異なってくるが解る。このように限界状態設計法の断面力を現行の許容応力度設計法に全く同一にするには、一つの橋梁内でも設計対象部位ごとに異なった活荷重係数を用いる必要がある。しかしこのような方法は、非常に煩雑であり設計実務的ではない。

本章では、一つの橋梁内で一つの活荷重係数を用いることを前提に、許容応力度設計法とほぼ同様の断面力になる活荷重係数を試算する。また、計算した断面力に対して断面を決め、鋼重を算出し両設計法を比較する。

4.2 較正計算の方法

先に述べたように、許容応力度設計法に対して、以下の①～③を満たすような活荷重係数を試算する。構造解析係数、材料係数、部材係数、構造物係数は表-4.2に示す2ケースを考える。

① 安全性 ----- 限界状態設計法による断面力を既存の橋梁に適用しても、所要の安全率($\nu=1.7$)が確保できるようにする。

② 経済性 ----- 限界状態設計法によって設計された橋梁の一橋当たりの重量を算出し既存の橋梁とほぼ同一となることを確認する。

③ 外観形状 ----- 限界状態設計法を採用しても、既存の橋梁とほぼ同一の形状が得られるようにする。例えば、主桁の桁高が著しく変化するなどのことがないようにする。

表-4.1 感度解析結果 $\Pi \gamma = 1.26$

	活荷重比率	活荷重係数
支間部	0.4~0.6	1.9~1.6
支点部	0.3~0.4	2.2~1.6
交番部	0.8~0.9	1.4~1.3

活荷重比率 ; $ML / (MD + ML)$

活荷重係数 ; $\alpha \rightarrow M = \Pi \gamma * (MD + \alpha * ML)$

表-4.2 諸係数

	ケース1	ケース2
構造解析係数	1.00	1.00
材料係数	1.00	1.05
部材係数	1.05	1.20
構造物係数	1.20	1.20
$\Pi \gamma$	1.26	1.50

試算の手順は以下のとおりである。

a) 取り上げる橋梁は、既に許容応力度設計法で設計済みの橋梁とした。桁橋を対象に、RC床版鉄桁5橋、RC床版箱桁2橋、鋼床版箱桁2橋を選定した。

b) 支間部、支点部の正負のモーメントをほぼ同一にするような活荷重係数を選び、許容応力度設計法による断面力と比較する。

一橋を通じて許容応力度設計法と全く同一の断面力が得られるような活荷重係数を選べば、許容応力度設計法と同一の結果を得るが、各部位で活荷重比率が異なるので、全く同一の断面力にはできない。そこで支間部と支点部の正負のモーメントをほぼ同一にする活荷重係数を採用し、上記①～③を検証する。感度解析によれば、支間部や支点部はほぼ似た活荷重係数が得られているが、交番部はそれらより小さな値となっている。しかし、設計上交番部は、支間部と支点部の断面を延長して決められるために、交番部の断面力を同一にする活荷重係数を選んでも意味はなく、支間部と支点部に着目すればよいと思われる。

c) 限界状態設計法で試設計を行い主桁断面を決め、主桁の重量を計算する。断面決定位置は、許容応力度設計法と同一とした。また、断面力を

$$M = \pi \gamma * (MD + \alpha * ML) / \nu \quad (\nu = 1.7)$$

として許容応力度法による断面決定プログラムを用いた。断面を決めることで、形状が変わるかどうか判り、重量を決めることで経済性を比較する。

重量計算は、死活荷重で決まる主桁部材に限定し、それ以外の部材については除外した。

d) いくつかの橋梁については、活荷重係数を変化させ、数種類の断面力について試設計を行い、重量を試算する。

4.3 試算結果

(1) 表-4.3に、今回の検討で取り上げた橋梁の諸元と得られた活荷重係数をまとめる。また図-4.1には各橋梁の一般図を示すとともに、許容応力度設計法と限界状態設計法による曲げモーメントと主桁重量の比較を示す。曲げモーメントは正負の最大曲げモーメントに着目し支間部と支点部の値を示す。主桁が数本あるときには、各主桁の値を平均し、橋梁全体の傾向を把握することとした。

(2) 図-4.2に、両設計法のモーメント図を示す。図-4.2(1)に鉄桁、図-4.2(2)にRC床版箱桁の例を示す。なお(1)鉄桁は限界状態設計法の断面力を1.7で除し、(2)RC床版箱桁は現行許容応力度設計法の断面力を1.7倍してある。

(3) 図-4.3に活荷重係数を変化させた場合の鋼重の変化の様子を示す。

表 - 4. 3 対象橋梁と活荷重係数

N O	橋 種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
							$\gamma = 1.26$	$\gamma = 1.50$
1	単純非合成 鉄桁	36.0	8.75 (有 7.0)	4 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=220	1.91	1.35
2	単純非合成 鉄桁	40.0	8.75 (有 7.0)	4 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=220	1.96	1.38
3	3 径間連続 鉄桁	48.5+48.0+47.5	10.0	5 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=220	1.73	1.26
4	4 径間連続 鉄桁	29.6+36.0+36.0 +29.6	11.52 (有 10.12)	5 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=210	1.70	1.25
5	4 径間連続 鉄桁	43.3+45.0+45.0 +43.5	14.19 (有 12.5)	6 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=220	1.70	1.30
6	2 径間連続 R C 箱桁	62.1+62.1	9.5	2 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=210	1.97	1.38
7	3 径間連続 R C 箱桁	60.0+60.5+60.0	8.0	2 本	TL-20 TT-43	R C 床版 t=230	2.15	1.48
8	3 径間連続 鋼床版箱桁	92.1+92.5+91.9	10.0 (有 7.5)	1 本	TL-20	鋼床版	1.80	1.30
9	4 径間連続 鋼床版箱桁	60.0+60.0+63.5 +63.5	26.5	3 本	TL-20 TT-43	鋼床版	1.70	1.30

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
単純非合成板桁	36.0	8.75	4	TL-20, TT-43	220	1.91	1.35

曲げモーメントの比較

支間	支間-1	死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	①	②	③	安全係数比率		備考
					(D+L)	1.26*	1.50*	②/①	③/①	
					(D+L)	$(D+\alpha*L)/1.7$	$(D+\alpha*L)/1.7$			
		520.5	346.0	0.40	866.5	875.6	871.4	1.01	1.01	

重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	52.700	52.700
限界状態設計法	52.800	52.700
限界/許容	1.00	1.00

構造一般図

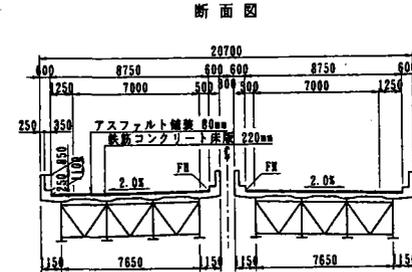
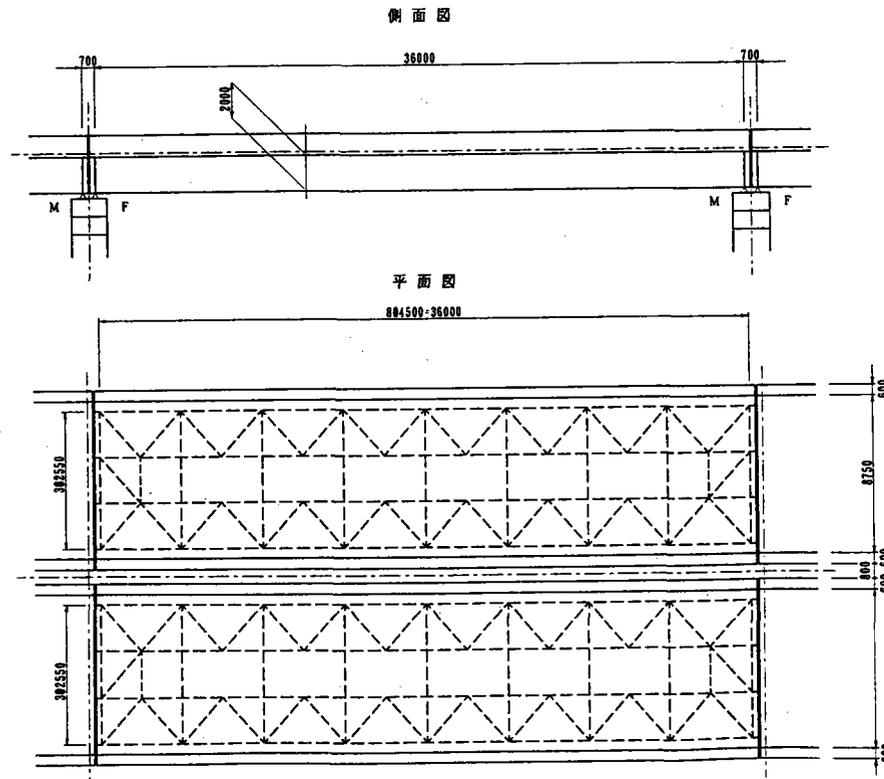


図-4. 1 No. 1 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (1)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma=1.26$	$\pi \gamma=1.50$
単純非合成鉄桁	40.0	8.75	4	TL-20, TT-43	220	1.96	1.38

曲げモーメントの比較

支間	支間-1	死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	① (D+L)	② 1.26* (D+ α *L)/1.7	③ 1.50* (D+ α *L)/1.7	安全係数比率		備考
								②/①	③/①	
								648.6	405.5	

重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma=1.26$	$\pi \gamma=1.50$
許容応力度設計法	66.600	66.600
限界状態設計法	66.700	66.600
限界/許容	1.00	1.00

構造一般図

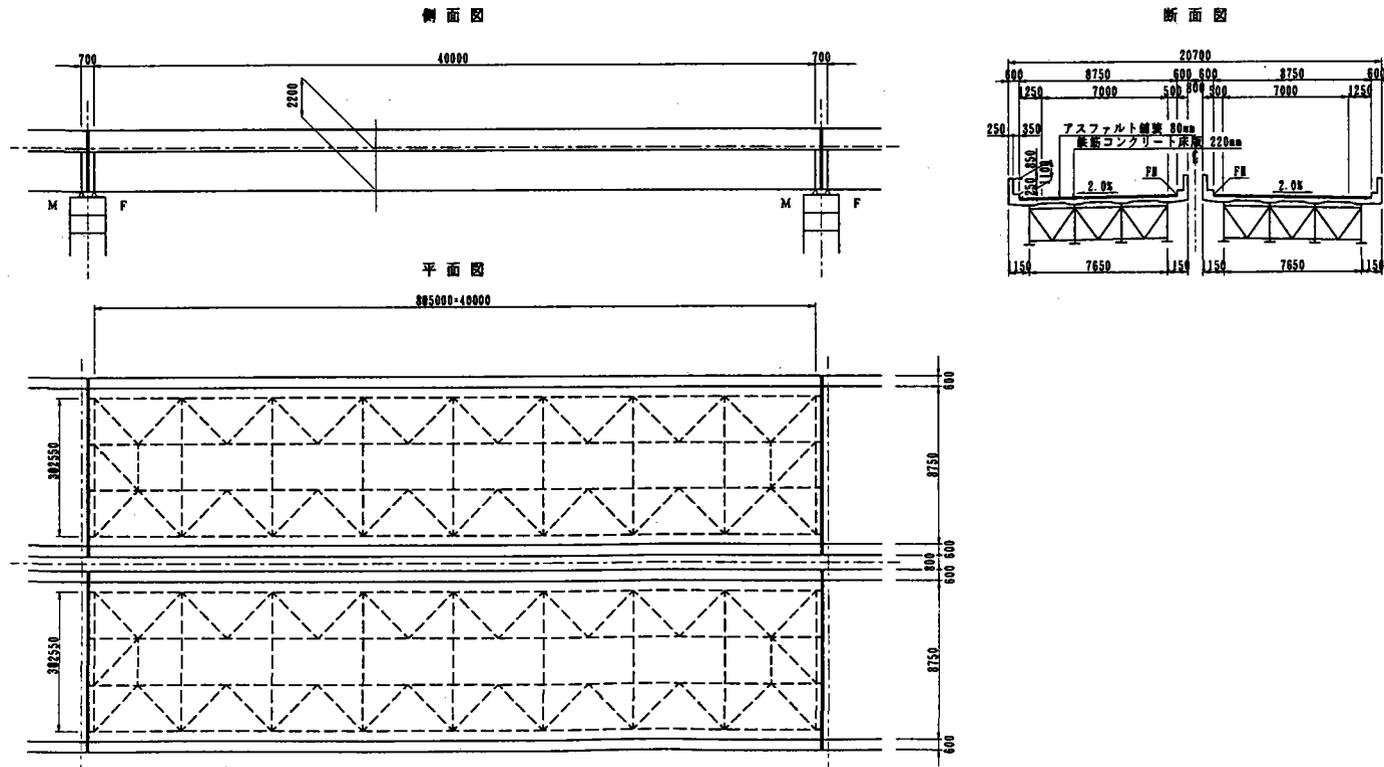


図-4. 1 No. 2 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (2)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
3径間連続板桁	48.5+48.0+47.5	10.0	5	TL-20, TT-43	220	1.73	1.26

重量の比較 (単位: t)

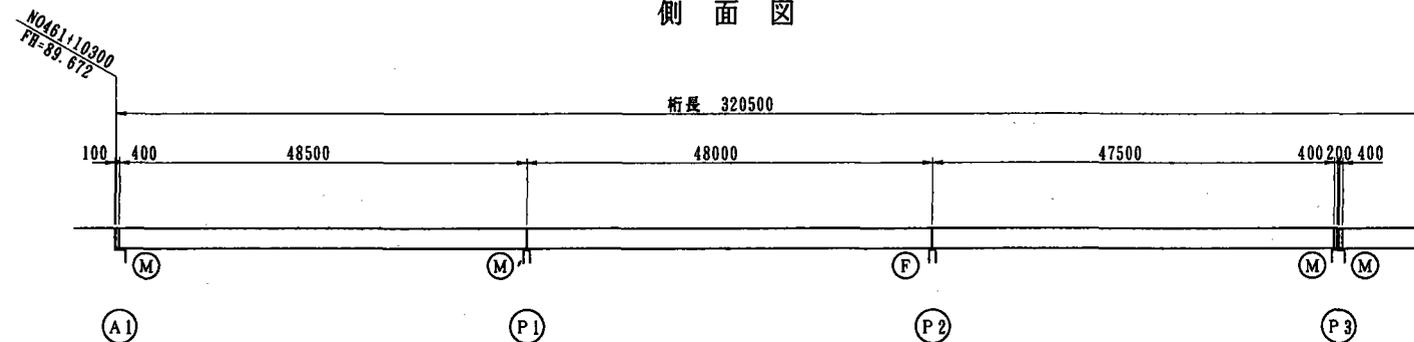
	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	329.494	—
限界状態設計法	323.854	—
限界/許容	0.98	—

曲げモーメントの比較

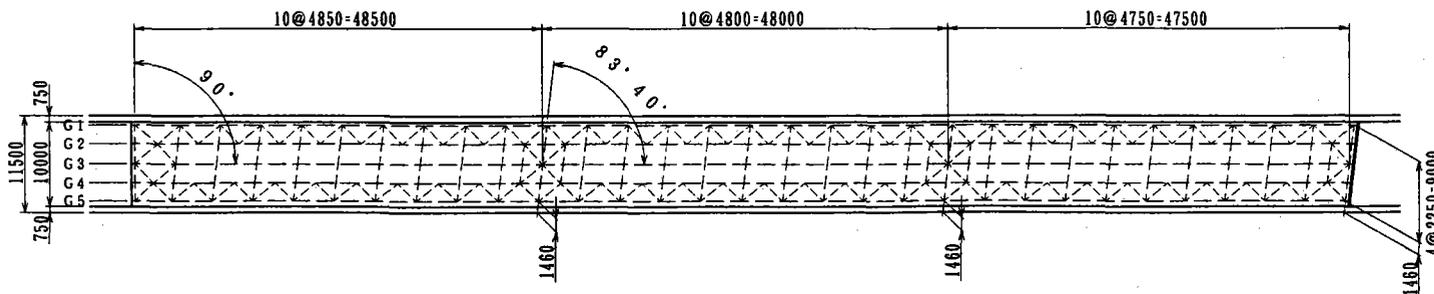
	死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	①	②	③	安全係数比率		備考
				(D+L)	1.26*	1.50*	②/①	③/①	
					(D+ α *L)/1.7	(D+ α *L)/1.7			
支間	支間-1	552.8	390.3	0.41	943.1	910.2	921.7	0.97	0.98
	支間-2	172.2	274.4	0.61	446.7	479.5	457.1	1.07	1.02
	支間-3	542.6	387.1	0.42	929.7	898.5	909.1	0.97	0.98
	平均	—	—	0.48	—	—	—	1.00	0.99
支点	支点-1	-706.6	-338.1	0.32	-1044.7	-957.2	-999.3	0.92	0.96
	支点-2	-696.5	-334.9	0.32	-1031.4	-945.6	-986.9	0.92	0.96
	平均	—	—	0.32	—	—	—	0.92	0.96

構造一般図

A-65



平面図



断面図

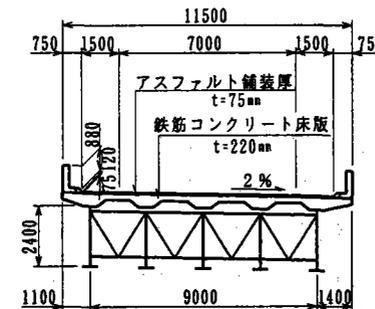


図-4. 1 No. 3 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (3)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
4径間連続板桁	29.6+36.0+36.0 +29.6	10.12	5	TL-20, TT-43	210	1.70	1.25

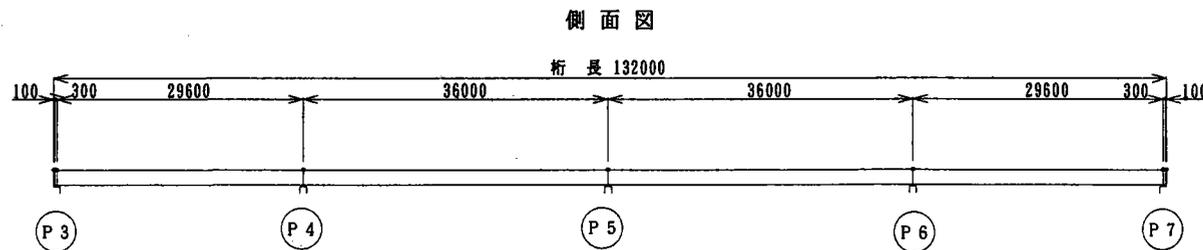
重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	158.798	158.798
限界状態設計法	160.146	158.186
限界/許容	1.01	1.00

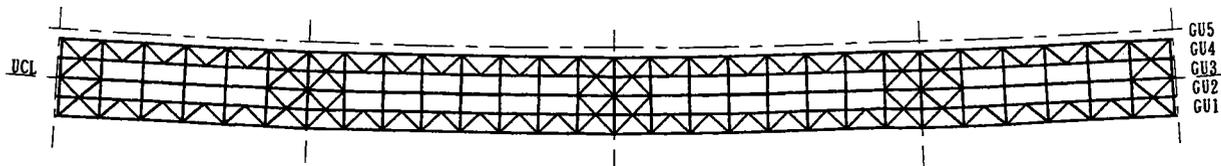
曲げモーメントの比較

		死荷重	活荷重	活荷重	① (D+L)	② 1.26*	③ 1.50*	安全係数比率		備考
		モーメント	モーメント	比率				②/①	③/①	
		MD	ML					(D+α*L)/1.7	(D+α*L)/1.7	
支間	支間-1	167.4	185.2	0.53	352.6	357.4	352.0	1.01	1.00	
	支間-2	140.3	197.8	0.59	338.1	353.2	342.0	1.04	1.01	
	支間-3	140.3	197.8	0.59	338.1	353.2	342.0	1.04	1.01	
	支間-4	167.4	185.2	0.53	352.6	357.4	352.0	1.01	1.00	
	平均	-	-	0.56	-	-	-	1.03	1.00	
支点	支点-1	-319.4	-194.4	0.38	-513.8	-481.7	-496.2	0.94	0.97	
	支点-2	-311.2	-206.6	0.40	-517.8	-491.0	-502.5	0.95	0.97	
	支点-3	-319.4	-194.4	0.38	-513.8	-481.7	-496.2	0.94	0.97	
	平均	-	-	0.39	-	-	-	0.94	0.97	

構造一般図



平面図



断面図

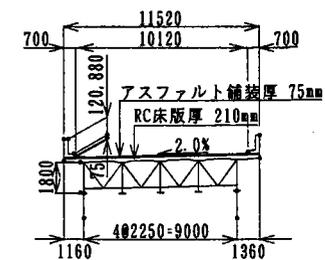


図-4. 1 No. 4 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (4)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
4径間連続鉄桁	43.3+45.0+45.0 +43.5	12.5	6	TL-20, TT-43	220	1.70	1.30

重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	356.315	—
限界状態設計法	356.928	—
限界/許容	1.00	—

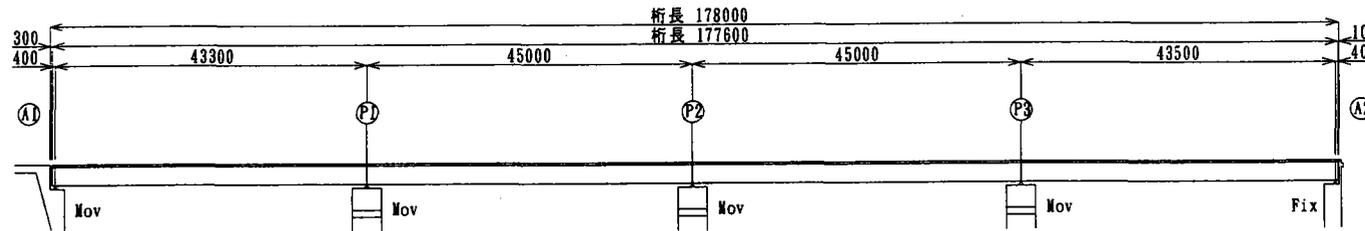
曲げモーメントの比較

		死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	① (D+L)	② 1.26* (D+α*L)/1.7	③ 1.50* (D+α*L)/1.7	安全係数比率		備考
								②/①	③/①	
支間	支間-1	594.2	444.8	0.43	1039.0	1033.8	1034.5	0.99	1.00	
	支間-2	250.1	362.2	0.59	612.4	668.7	636.2	1.09	1.04	
	支間-3	331.8	392.9	0.54	724.7	770.1	743.5	1.06	1.03	
	支間-4	549.7	425.5	0.44	975.3	975.1	973.2	1.00	1.00	
	平均	—	—	0.50	—	—	—	1.04	1.01	
支点	支点-1	-834.4	-389.9	0.32	-1224.3	-1138.6	-1183.5	0.93	0.97	
	支点-2	-465.5	-297.1	0.39	-762.6	-741.4	-751.5	0.97	0.99	
	支点-3	-860.2	-390.9	0.31	-1251.2	-1159.1	-1207.4	0.93	0.97	
	平均	—	—	0.34	—	—	—	0.94	0.97	

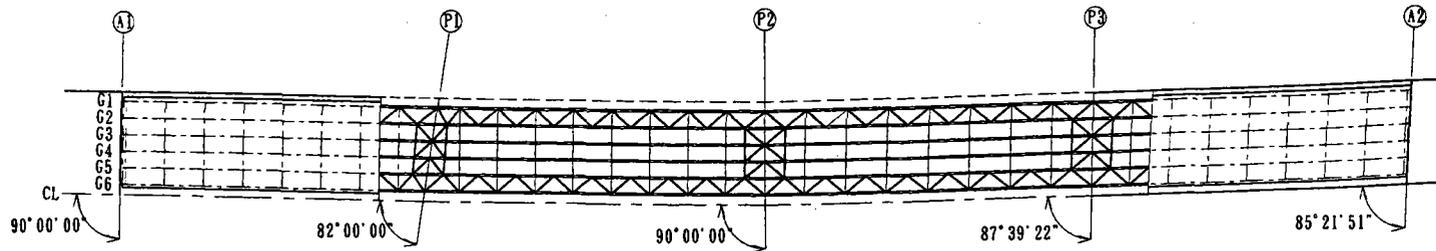
構造一般図

A-67

側面図



平面図



断面図

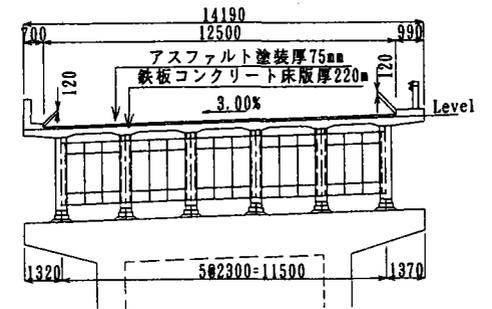


図-4. 1 No. 5 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (5)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
2 径間連続 R C 箱桁	62.1+62.1	9.5	2	TL-20, TT-43	220	1.97	1.38

重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	269.200	269.200
限界状態設計法	266.200	267.500
限界/許容	0.99	0.99

曲げモーメントの比較

		死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	① (D+L)	② 1.26* (D+α*L)/1.7	③ 1.50* (D+α*L)/1.7	安全係数比率		備考
								②/①	③/①	
支間	支間-1	1717.2	1014.8	0.37	2732.0	2754.5	2750.8	1.01	1.01	
	支間-2	1717.2	1014.8	0.37	2732.0	2754.5	2750.8	1.01	1.01	
	平均	-	-	0.37	-	-	-	1.01	1.01	
支点	支点-1	-2667.6	-954.3	0.26	-3621.9	-3370.6	-3515.8	0.93	0.97	

構造一般図

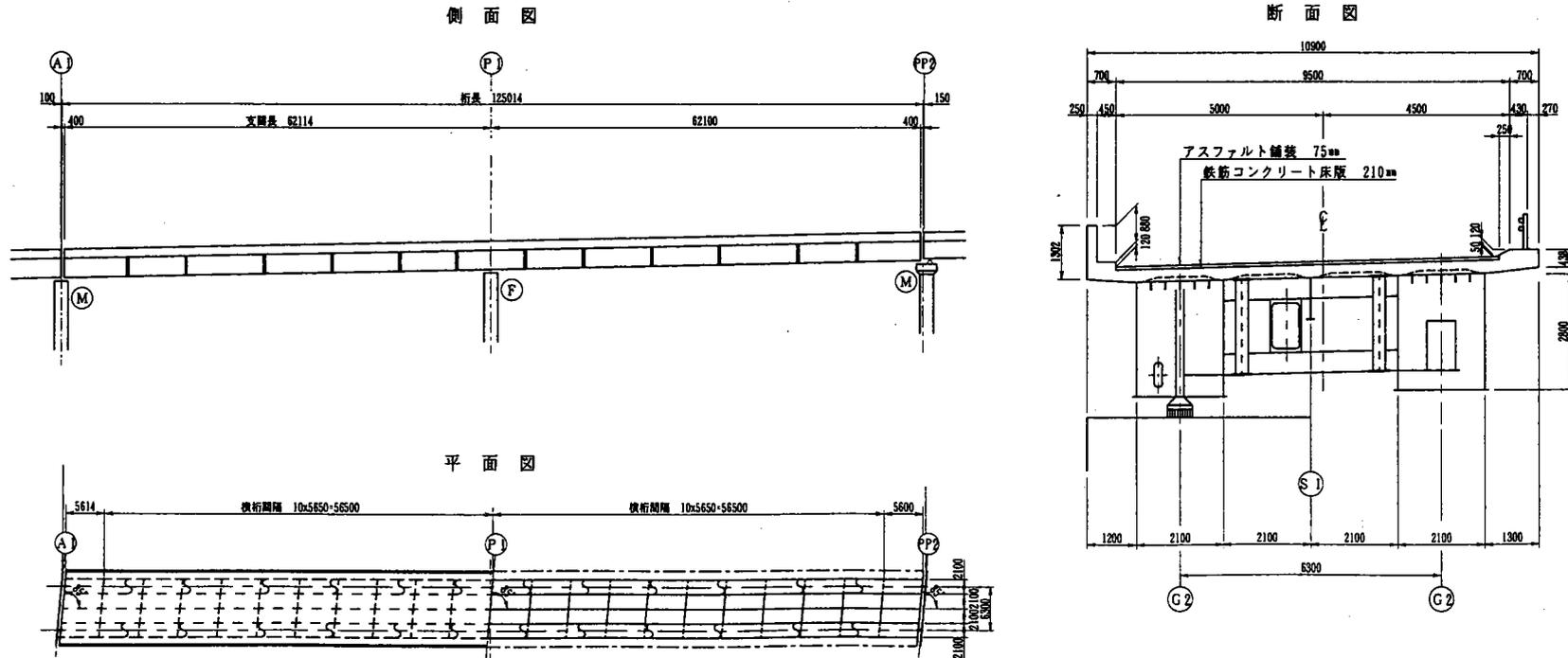


図-4.1 No. 6 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (6)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
3径間連続RC箱桁	60.0+60.5+60.0	8.0	2	TL-20	230	2.15	1.48

重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	508.000	508.000
限界状態設計法	507.700	507.400
限界/許容	1.00	1.00

曲げモーメントの比較

	死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	①	②	③	安全係数比率		備考
				(D+L)	1.26* (D+ α *L)/1.7	1.50* (D+ α *L)/1.7	②/①	③/①	
支間	支間-1	1800.7	779.4	0.30	2580.1	2576.6	2606.7	1.00	1.01
	支間-2	590.4	570.9	0.49	1161.3	1347.3	1266.5	1.16	1.09
	支間-3	1800.7	779.4	0.30	2580.1	2576.6	2606.7	1.00	1.01
	平均	-	-	0.37	-	-	-	1.05	1.04
支点	支点-1	-2332.6	-751.7	0.24	-3084.3	-2926.7	-3039.8	0.95	0.99
	支点-2	-2332.6	-751.7	0.24	-3084.3	-2926.7	-3039.8	0.95	0.99
	平均	-	-	0.24	-	-	-	0.95	0.99

構造一般図

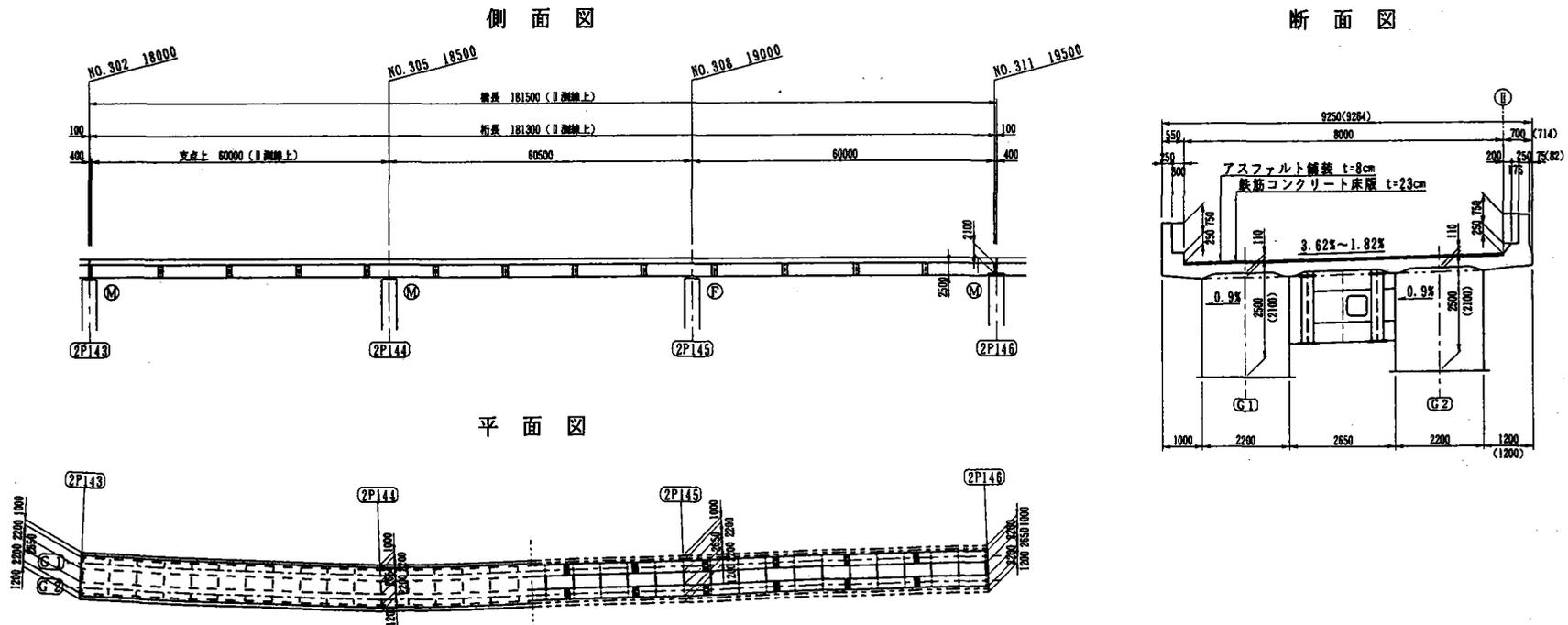


図-4. 1 No. 7構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較(7)

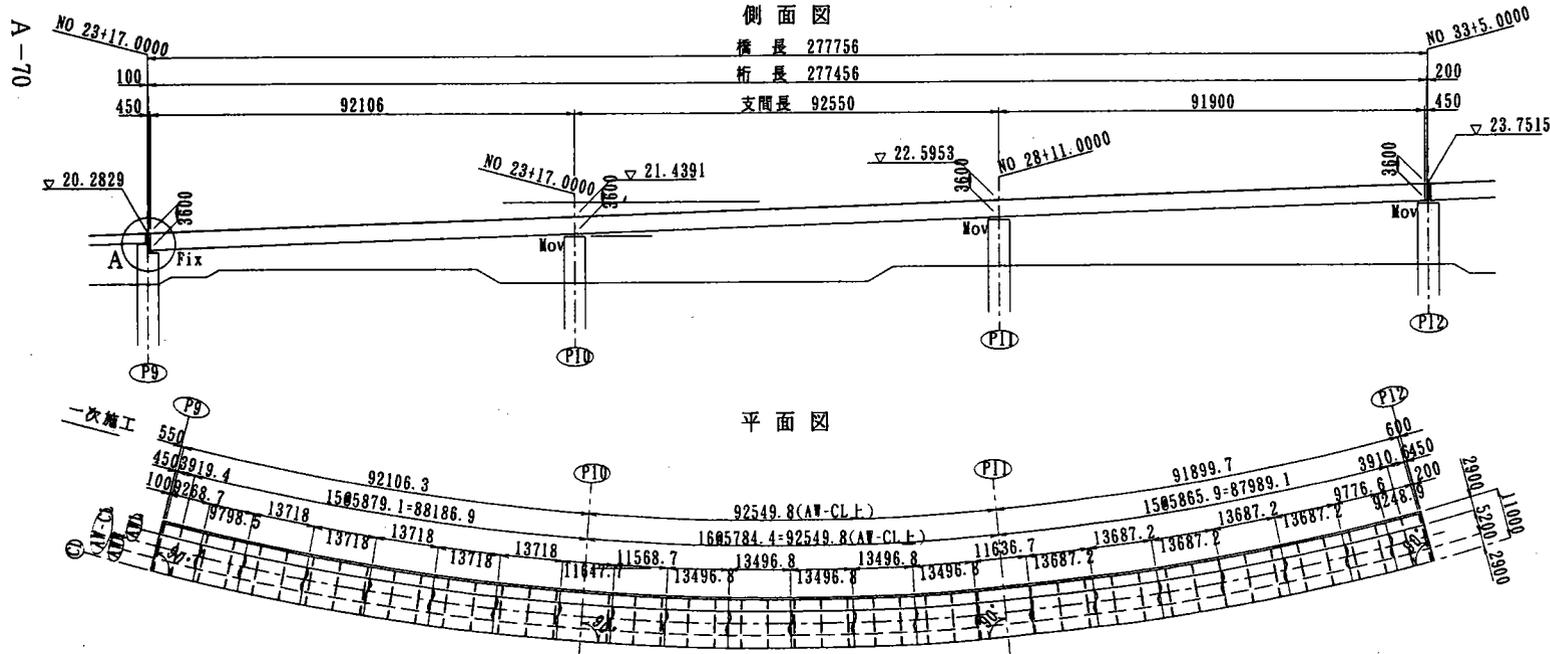
対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
3径間連続鋼床版箱桁	92.1+92.5+91.9	10.0	1	TL-20	12	1.80	1.30

重量の比較 (単位: t)

	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	1244.156	—
限界状態設計法	1242.571	—
限界/許容	1.00	—

構造一般図



曲げモーメントの比較

	死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	①	②	③	安全係数比率		備考
				(D+L)	1.26*	1.50*	②/①	③/①	
				(D+ α L)/1.7	(D+ α L)/1.7				
支間	支間-1	5061.5	3597.7	0.42	8659.2	8551.2	8592.8	0.99	0.99
	支間-2	1541.0	2693.3	0.64	4234.3	4735.3	4449.1	1.12	1.05
	支間-3	5044.9	3592.1	0.42	8637.0	8531.4	8571.7	0.99	0.99
	平均	—	—	0.49	—	—	—	1.03	1.01
支点	支点-1	-6557.7	-3792.3	0.37	-10350.0	-9919.8	-10136.2	0.96	0.98
	支点-2	-6525.8	-3780.8	0.37	-10306.6	-9880.8	-10094.9	0.96	0.98
	平均	—	—	0.37	—	—	—	0.96	0.98

断面図

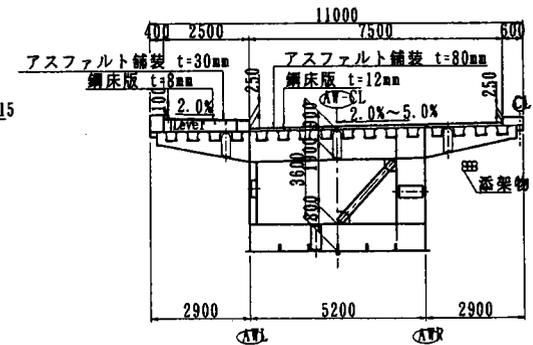


図-4.1 No. 8構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較(8)

対象橋梁

橋種	支間割り m	幅員 m	主桁本数	荷重	床版厚 mm	活荷重 係数	
						$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
4 径間連続鋼床版箱桁	60.0+60.0+63.5 +63.5	26.5	3	TL-20.TT-43	12	1.70	1.30

重量の比較 (単位: t)

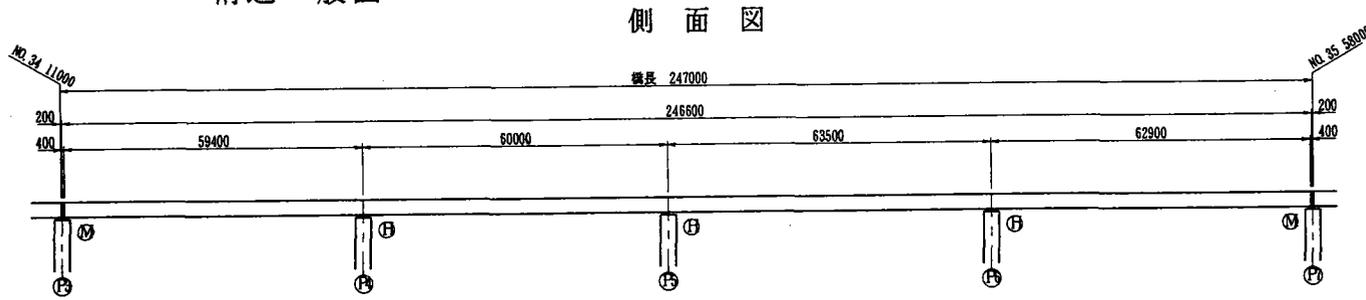
	$\pi \gamma = 1.26$	$\pi \gamma = 1.50$
許容応力度設計法	1334.400	—
限界状態設計法	1325.700	—
限界/許容	0.99	—

構造一般図

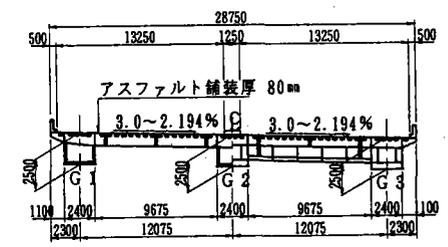
曲げモーメントの比較

	死荷重 モーメント MD	活荷重 モーメント ML	活荷重 比率	①	②	③	安全係 数比率		備考
				(D+L)	1.26*	1.50*	②/①	③/①	
					(D+ α *L)/1.7	(D+ α *L)/1.7			
支 間	支間-1	1868.2	1683.8	0.47	3552.0	3506.3	3579.8	0.99	1.01
	支間-2	682.1	1212.0	0.64	1894.1	2032.7	1992.1	1.07	1.05
	支間-3	909.3	1315.9	0.59	2225.2	2332.0	2311.7	1.05	1.04
	支間-4	1784.8	1680.3	0.48	3465.1	3440.0	3502.2	0.99	1.01
	平均	—	—	0.55	—	—	—	1.03	1.03
支 点	支点-1	-2572.5	-1658.5	0.39	-4231.0	-3996.4	-4172.3	0.94	0.99
	支点-2	-1709.7	-1436.8	0.46	-3146.5	-3077.6	-3156.7	0.98	1.00
	支点-3	-2633.1	-1634.6	0.38	-4267.7	-4011.2	-4198.3	0.94	0.98
	平均	—	—	0.41	—	—	—	0.95	0.99

A-71



断面図



平面図

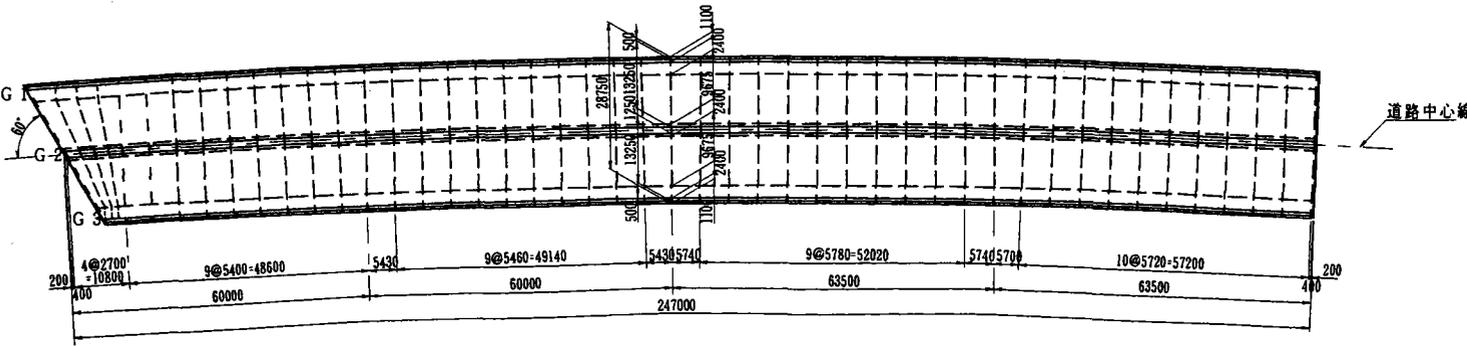
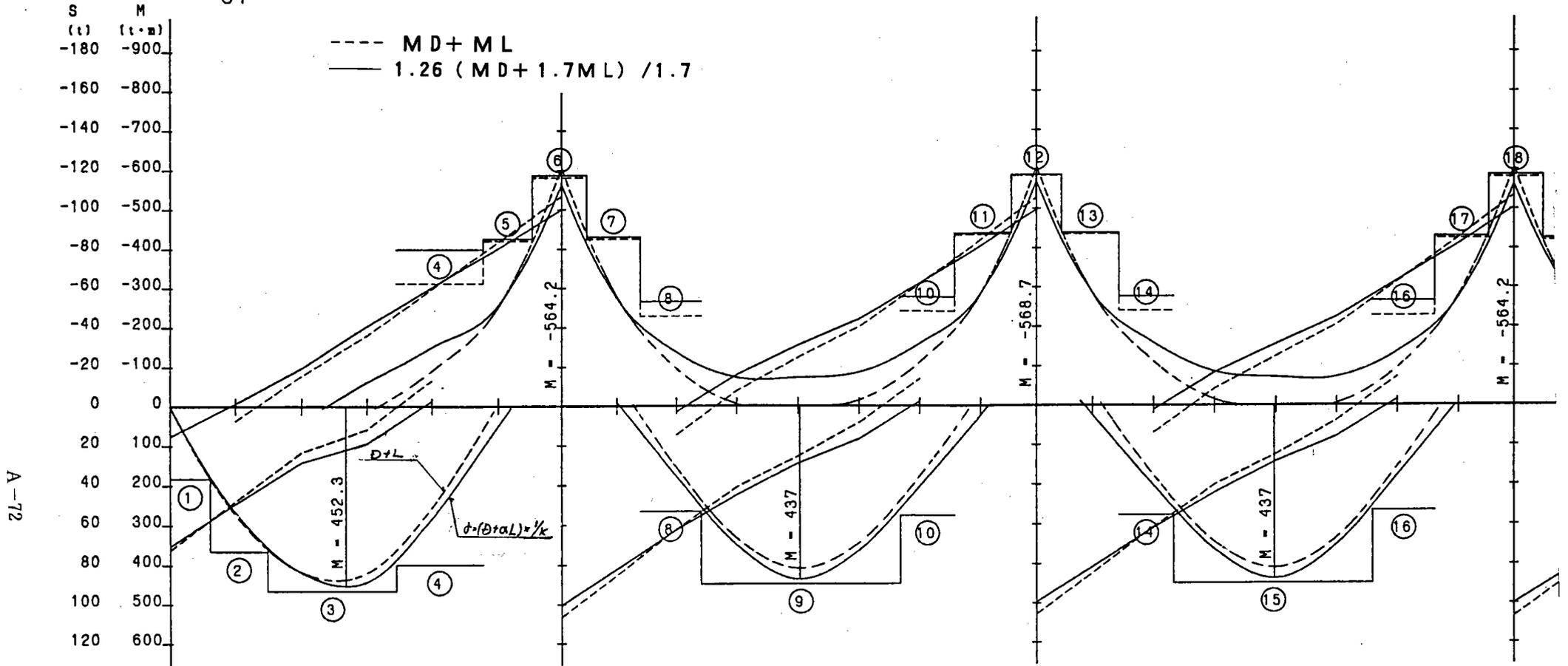


図-4. 1 No. 9 構造一般図、曲げモーメントおよび重量の比較 (9)

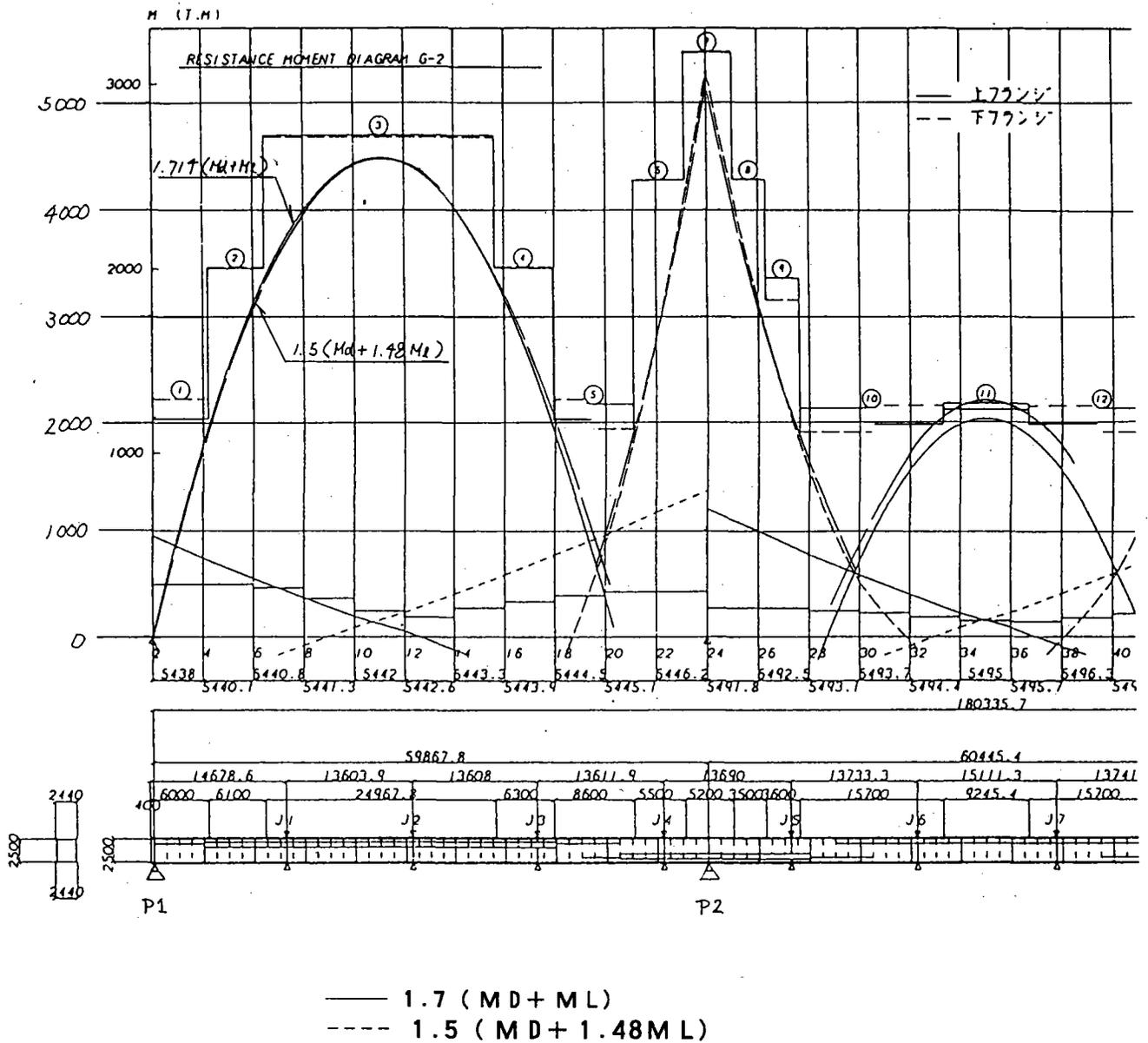
G1 NO.4橋梁 (4径間連続钣桁)



上フランジ材質	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	
上フランジ断面	330X14	370X19	440X22	380X22	380X22	490X25	380X22	380X22	420X22	380X22	390X22	490X25	390X22	380X22	420X22	360X22	380X22	490X25	490X25	360X22	490X25	360X22
上フランジ断面長	3000	4300	9835	6600	3700	4100	4100	4700	15042	4100	4300	3800	4300	4100	15042	4700	4100	4100	4100	3700	4100	3700
<div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-bottom: 5px;"> J-1 J-2 J-3 J-4 J-5 J-6 J-7 J-8 J-9 J-10 </div>																						
下フランジ材質	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	
下フランジ断面	330X14	370X19	440X22	380X22	480X22	530X28	440X25	380X22	420X22	380X22	450X25	520X28	450X25	380X22	420X22	360X22	440X25	530X28	480X22	480X22	440X25	530X28
下フランジ断面長	3000	4300	9835	6600	3700	4100	4100	4700	15042	4100	4300	3800	4300	4100	15042	4700	4100	4100	4100	3700	4100	3700
ウェブ材質	SS400		SM490Y		SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SS400	SM490Y	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	
ウェブ断面	9		9		10	9	9	9	9	9	9	10	9	9	9	9	9	9	9	9	10	

図-4. 2 モーメント図の比較 (1)

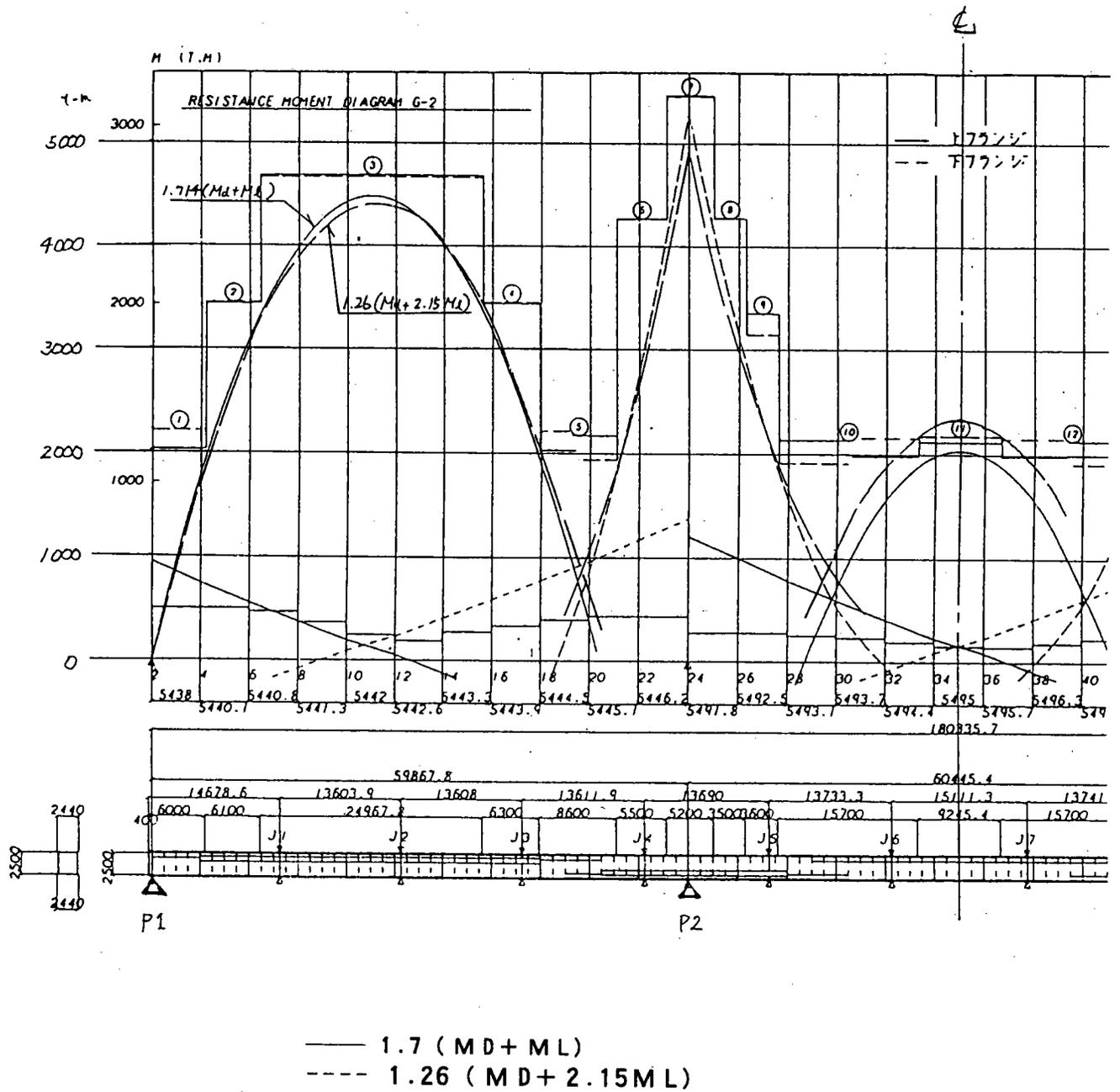
NO.7橋梁 (3径間連続RC箱桁)



1/2

図-4. 2 モーメント図の比較 (2)

N0.7橋梁 (3径間連続RC箱桁)



2/2

図-4. 2 モーメント図の比較 (2)

N0.3 橋梁 (3 径間連続鉄桁)

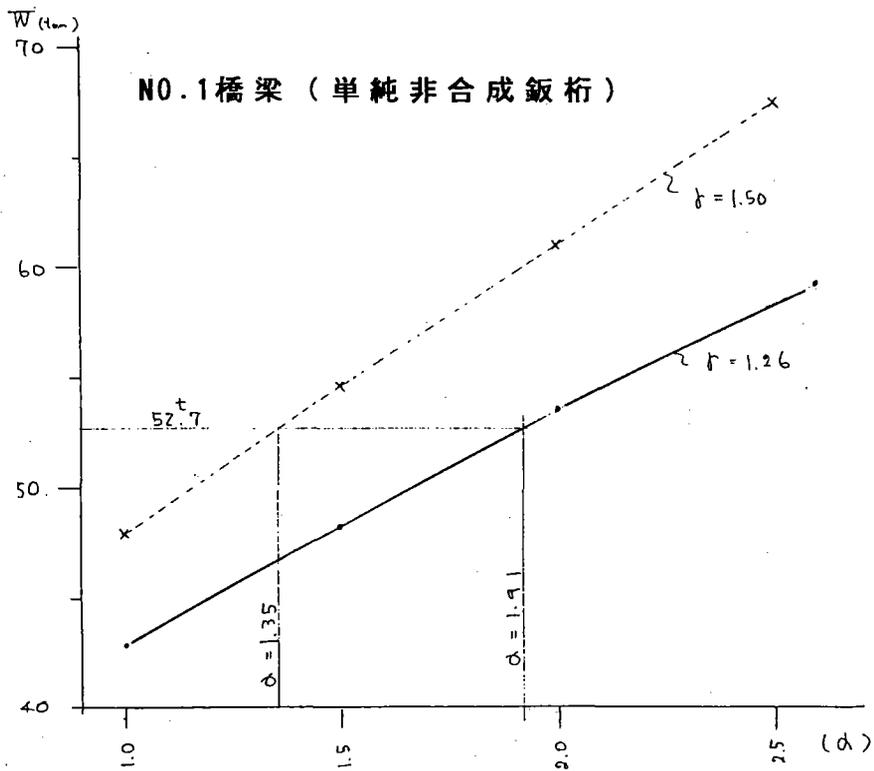
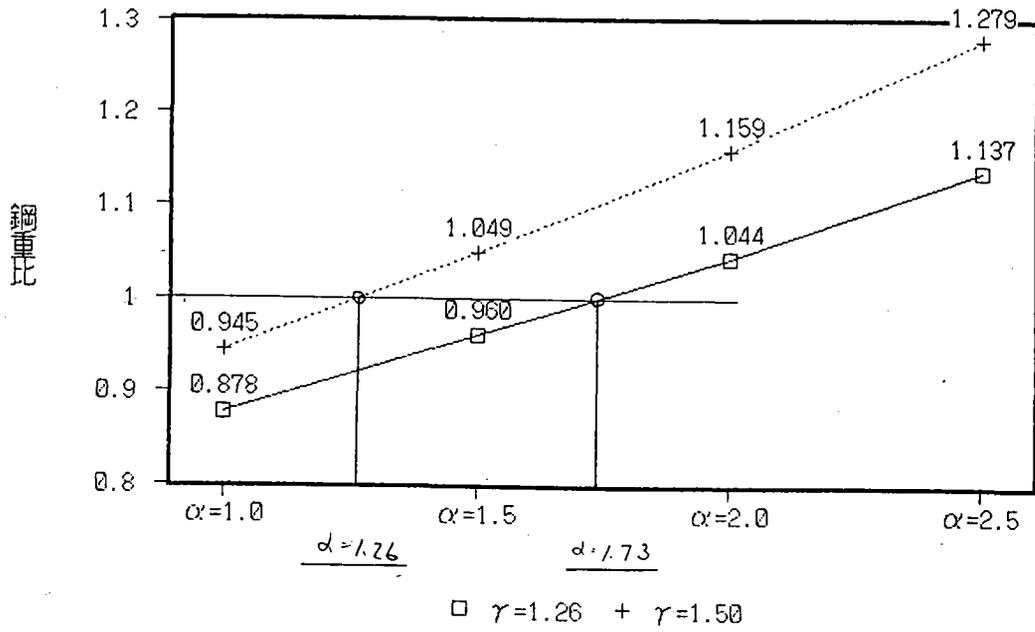


図-4. 3 活荷重係数と鋼重

4. 4 考察

(1) 許容応力度設計法との比較

①安全性

図-4. 1によれば、限界状態設計法のモーメントは許容応力度設計法に比較し、支間部で増加し、支点部で減少する傾向があるものの、その差は数%であった。図-4. 2のモーメント図の比較を見てもほとんど一致している。

よって、一橋のなかで統一した活荷重係数を用いても、許容応力度設計法と同等の安全性が確保できると思われる。

②経済性

今回の試設計は主桁のみに限定したが、両設計による鋼重の差は2%以内であった。

また、NO. 1, 2, 3の橋梁では、活荷重係数を変化させ試設計を行い、鋼重に及ぼす活荷重係数の影響を調べた。これらの結果によれば、活荷重係数が±0.2程度変化しても、重量は許容応力度設計法に比較し±5%以内にはいることが解った。このことは、活荷重係数が重量には敏感ではないことを示している。

③外観形状

試設計を行っても桁高が変わるといったことは一切なく、フランジ厚が1~3mm程度変化する箇所が生ずるだけで形状は全く変わらない。

以上より一橋で統一した活荷重係数を用いても、現行設計法による橋梁とほぼ同一の橋梁が得られることが解った。

(2) 歪エネルギー

表-4. 4にNO. 1, 2, 3, 9の橋梁について曲げモーメントによる歪エネルギーを同一にするように決めた活荷重係数を示す。得られた活荷重係数は断面力を一致させることによって得られた係数とほとんど一致している。

歪エネルギーの物理的意味合いははっきりしないものの、歪エネルギーは、〈4.1式〉のように表されるの

$$U = \int M^2 / (2EI) dx \quad \text{-----} \quad \langle 4.1 \text{式} \rangle$$

で表されるので、歪みエネルギーには断面力を表すMと断面の形状をあらわすIの2つが含まれている。このため、歪エネルギーを同一にすることは、同一の断面力と断面形状を得るように活荷重係数を決めたことに等しかったのではないかと思われる。

表 - 4. 4 歪エネルギーから計算される活荷重係数

	II γ	活荷重係数	
		エネルギー一致	断面力一致
NO. 1 単純非合成鈹桁	1. 26 1. 50	1. 91 1. 35	1. 91 1. 35
NO. 2 単純非合成鈹桁	1. 26 1. 50	1. 94 1. 36	1. 96 1. 38
NO. 4 4 径間連続鈹桁	1. 26 1. 50	1. 78 1. 29	1. 73 1. 26
NO. 9 4 径間連続 鋼床版箱桁	1. 26 1. 50	1. 74 -	1. 70 -

歪みエネルギーについて (ノート)

今、許容応力度法で設計された梁(I_1)があるとすると、

$$R_1(x) = 1.7(D+L) f_1(x)$$

限界状態設計法で設計された梁(I_2)があるとすると、

$$R_2(x) = 1.26(D+\alpha L) f_2(x)$$

$f_{1,2}(x)$ は x 点の単位荷重による作用モーメントまたは応力度である。

(静定系の場合は $f_1 = f_2 = f$, 不静定の場合は $f_1 \neq f_2$)

理想上 $R(x)$ は x 点の抵抗モーメント (または降伏応力度) と考えてよい。

$I_{1,2} = \kappa M_{R1,2}$, $\kappa = y_0 / \sigma_y$, 同一桁高・材質のとき κ - 共通

歪みエネルギーは $E_{1,2} = \int M_{1,2}^2 / (2EI_{1,2}) dx = M_{1,2}(x) = I_{1,2}(x) = \kappa M_{R1,2}(x)$

$$\text{より } \approx C \int M_{1,2} dx$$

今、 α_0 で限界状態での $E_1 = E_2$ となるということは $\int f(x) = \text{一定}$ であるから

$$1.7(D+L) = 1.26(D+\alpha_0 L)$$

これは係数倍された荷重強度等値にあたる。

$$L/D = m \text{ とおくと}$$

$$1.7/1.26(1+m) - 1 = 0.35$$

$$\alpha_0 = \frac{1.7/1.26(1+m) - 1}{m} = 1.35 m + \frac{0.35}{m} \dots (1)$$

L/D	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	2.00
α_0	∞	7.06	3.64	2.54	2.02	1.74	1.38	1.48	1.70	1.97	2.26	2.88
							(min)					

なお、通常の断面設計においては、一定区間を等断面で通すため、

$M_{R1,2} = M_{R01,02} = \text{一定}$ である。したがって

$$M_{R01} = 1.7(D+L)$$

より、(1) 式に同様である。

$$M_{R02} = 1.26(D+\alpha L)$$

(1) において $\alpha > \alpha_0$ に設定されれば、常に限界状態設計法の方が大きいひずみエネルギーを与えるから共通の交通荷重に対する余剰耐力が大きい。

(3) 橋梁形式と活荷重係数

今回設計した橋梁数は、データ数としては不足しているため、定量的なことは明かにできないが、おおよそ以下のことがいえる。

- ①活荷重係数には、活荷重比率の影響が大きい。
- ②活荷重係数は、RC床版箱桁が最も大きく、RC床版板桁、鋼床版箱桁はほぼ等しい。RC床版板桁内で比較すれば、単純桁の方が連続桁より活荷重係数が大きくなる。
- ③一橋につき一つの活荷重係数で支間中央、支点部のモーメントを現行設計法と同一にできたことは、どちらの部位もほぼ同一な活荷重比率を有しているとともに、これらの部位が橋全体に及ぼす影響がおおきいからである。逆に、支間中央、支点部の活荷重比率が判れば現行設計法と同一な結果を得る活荷重係数を推定できると思われる。

図-4.4は、今回取り上げた橋梁の活荷重比率をを横軸に、縦軸に活荷重係数を示したものである。第3章に述べられたように、現行設計法の安全率1.7を考慮すると活荷重係数は

$$1.7 (M_d + M_I) = \Pi \gamma (M_d + \alpha M_I)$$

$$\rightarrow \alpha = (1.7 / \Pi \gamma - 1) / R + 1 \text{ ----- } \langle 4.2 \text{式} \rangle$$

ここで

$$R = M_I / (M_d + M_I)$$

と表されるので図-4.4には<4.2式>で表される双曲線も描いてある。ある程度のばらつきはあるものの、活荷重比率の平均値と、試設計で得られた活荷重係数は<4.2式>の曲線近くに分布している。これらのことから、現行設計法と同一の設計結果を得るには以下の手順を踏めばよいと思われる。

- ①現行通り死・活荷重解析を行う。
- ②支間部と支点部の活荷重比率を求める。
- ③上記活荷重比率の平均値を<4.2式>に代入し活荷重係数を求める。

この方法であれば、現行設計法を延長する形で任意の $\Pi \gamma$ に対して活荷重係数を求めることができるので、限界状態設計法への移行期にあっては取り入れやすい方法であると思われる。

活荷重係数 α

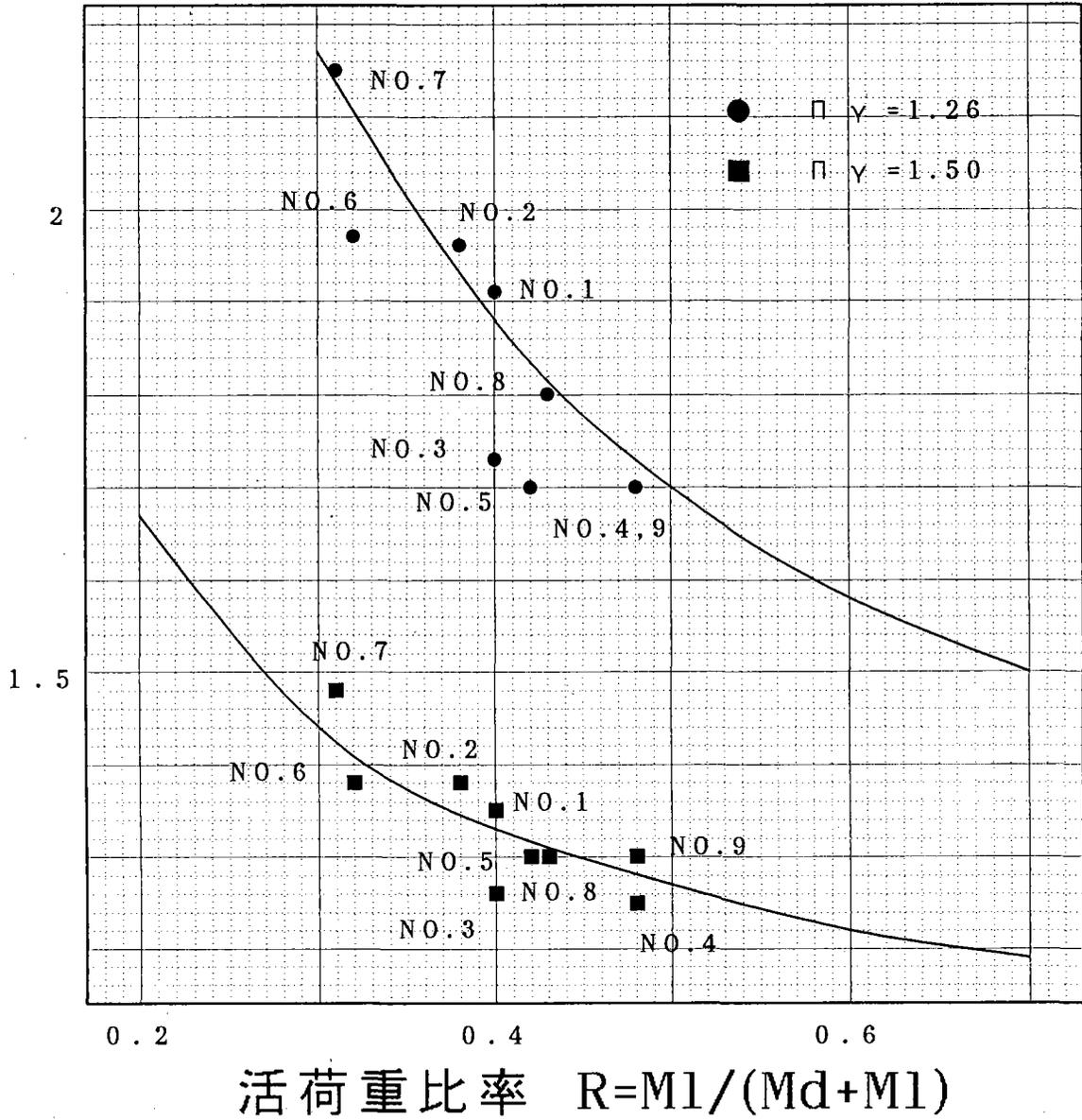


图 - 4 . 4

あとがき

不確実な要素を安全係数として評価するには多くのデータ集積が必要である。限界状態設計法にはオンタリオコード（カナダ）のように綿密な係数設定をしたものもあるが、一般に新しい知見や研究成果を盛り込んで次第に完成度を高めてゆくものようである。当然、現行設計法とのキャリブレーションも必要になるものと思われる。本報告は限界状態の本質をとり上げたものではない。より実際的な立場から、現在提唱されている限界状態設計法の書式における安全係数、主に活荷重の修正係数（ α ）がどのような感度特性を有するか、現行設計と鋼重をほぼ等しくする係数値はどれくらいになるかキャリブレーションを行い成果を得たものである。プレートガード橋においては、以下の書式をとれば現行設計と鋼重差ない設計が可能であることがわかった。

$$R > 1.26 (D + \alpha L), \quad \alpha = 1.7 \sim 2.0$$

R：公称耐力，D：死荷重，L：活荷重設計値（現行）

参考に、自動車荷重は異なるがDIN 18800の限界状態照査式の右辺は、死荷重が変動荷重と同符合の場合、 $1.1 * (1.35 D + 1.50 L)$ と表されており、この式の方が死荷重にかかる係数は約18%大きく、活荷重にかかる係数は反対に25%~35%小さい。

安全係数の分類や係数値は設計基準により異なるが、安全性の照査の内容には共通するものが多い。

* * *

現行の許容応力度規定の原点は1939年（昭和14年）の道示に遡ることができる。文献1)によれば当時の標準許容応力度 $\sigma_{t,s} = 13 \text{ kgf/mm}^2$ は、当時の日本における鋼材製造・鋼桁製作技術の進歩並びにBaustahl 37（引張破壊強度： $\sigma_{ult} = 37 \sim 45 \text{ kgf/mm}^2$ ）を使用するドイツ国鉄の標準規格が保証降伏点応力度 $\sigma_y = 24 \text{ kgf/mm}^2$ 、許容応力度 $\sigma_{t,s} = 14 \text{ kgf/mm}^2$ を使用していること、等に鑑みて定めたようである。その後1964年（昭和39年）に $\sigma_{t,s} = 14 \text{ kgf/mm}^2$ （SS41）に改定され、現行の道示まで受け継がれてきた。応力を低減するという考え方は、安全率（約1.7）という概念よりも風、温度変化、地震のような主荷重以外の荷重効果と計上出来ない不確定要素に対する余裕として考えられており、従荷重との組合せには許容応力の割増しを行っている。これら基本的な点は今日でもあまり変わっていないといえよう。

これに対し活荷重の方は、1956年（昭和31年）に規定されたTL-20が1993年（平成5年）まで、将来予測が難しいにもかかわらず比較的現状との適合性がよいため、約40年間、設計活荷重の核として利用されてきた。しかし今後も不確実性が高いことは否めない。

“まえがき”にも述べたように近年は欧米をはじめ世界的に設計基準の抜本的な見直しが行われ、いずれも限界状態設計法が採用され、現在ではそれが主流になっている。常に安全係数を限界状態と対峙させてものをつくるという思想は鋼橋に限らず、広く構造一般に通用する普遍的なもので、書式については自由度を多く含み、技術の進歩や経験的成果を反映させやすい構造としている。したがって限界状態設計法は、より合理的な新構造・新技術を積極的に研究・提案および実施して構造技術の進歩を促すのに有効な設計法と考えられる。

参考文献

- 1) 吉町太郎一著、鋼橋の理論と計算、石崎書店、昭和27年
- 2) 日本道路協会、道路橋示方書（共通編・鋼橋編）、昭和55年
- 3) 土木学会、鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則、土木学会論文集、NO. 450 / I-20, pp. 13-20, 1992年7月