

第 I 編 荷重と構造解析

第 I 編 荷重と構造解析

まえがき

複合構造の荷重と構造解析に関する調査・研究の報告は、複合斜張橋の設計基準の形式でまとめることを試みた。つまり、複合斜張橋の荷重と構造解析についての条文を提案し、その解説として調査・研究の成果を述べることにした。目的が基準の作成ではなくて研究成果を基準形式で報告しようということなので、だいた条文が歯抜けしたものとなり、設計基準として形の整ったものとはなっていないことはご容赦願いたい。

基準の体裁としては限界状態設計法形式とし、疲労を含む使用限界状態と終局限界状態について照査するものとした。ただし、荷重と構造解析の範囲のみなので複合斜張橋の限界状態についてどのような照査をするかを十分に明らかに出来ていない。これについては、第 II 編構造部材と限界状態において若干触れている。

荷重の項は主に既存の設計基準および関連する文献を調査し、複合斜張橋に適合するように部分的に引用、加筆、修正して作成した。衝撃および荷重係数に関しては若干の数値解析をして検討を深めている。構造解析の項も同様に既存の設計基準と関連する文献の調査および数値解析をして条文と解説を作成した。なお、構造解析に関しては、本研究部会の昭和 60 年度報告書（静的解析について）および昭和 61 年度報告書（動的解析について）から過去の成果を引用している。

解説の中では多くの参考文献を参照しているが、条文の中で詳しく紹介しているもの、解説の中でも著者名、書名および発行年月を明記したものは、各章の後段の文献リストに入れていない。また、参考文献の内容をそのまま引用したものは、項目番号をその文献における番号のままとしてある。

複合斜張橋設計指針（案）目次

	頁
第1章 総則	I - 3
1.1 適用の範囲	I - 3
1.2 適用示方書	I - 3
第2章 材料	I - 3
第3章 荷重	I - 4
3.1 荷重の種類	I - 4
3.1.1 荷重の種類	I - 4
3.1.2 死荷重	I - 5
3.1.3 活荷重	I - 5
3.1.4 衝撃	I - 6
3.1.5 乾燥収縮およびクリープの影響	I - 8
3.1.6 プレストレス力	I - 9
3.1.7 温度変化の影響	I - 11
3.1.8 風荷重	I - 13
3.1.9 地震	I - 14
3.1.10 雪荷重	I - 14
3.1.11 架設時荷重	I - 14
3.1.12 疲労を考慮する場合の荷重	I - 15
3.1.13 その他の荷重	I - 15
3.2 荷重の組合せ	I - 16
3.2.1 使用限界状態	I - 16
3.2.2 終局限界状態	I - 17
3.3 荷重係数	I - 18
第4章 構造解析	I - 25
4.1 構造解析	I - 25
4.2 地震の影響を考慮する場合の解析	I - 40
4.3 疲労に対する解析	I - 43

第1章 総則

1. 1 適用の範囲

この指針は鋼とコンクリートよりなる複合斜張橋の上部工の設計に適用する。

[解説]

ここでいう複合斜張橋は、主塔または補剛桁が鋼部材とコンクリート部材を結合して造られた複合部材よりなるものをさすが、主塔がコンクリート部材のみで構成され補剛桁が鋼部材であるものも含む。

この委員会では複合構造全般を対象に調査研究活動を進めてきたが、主に複合斜張橋を対象にケーススタディをした。複合斜張橋のスケールに関してはある程度の提案ができる資料を作ることができたが、複合構造全体にわたる広い範囲のスケールでの検討は十分でない。よって、複合斜張橋を対象に指針を作成した。

1. 2 適用示方書

この指針に示していない事項は次の基準による。

道路橋示方書・同解説・I 共通編、同・II 鋼橋編（昭和55年2月）日本道路協会

道路橋示方書・同解説・III コンクリート橋編（昭和53年1月）日本道路協会

道路橋示方書・同解説・V 耐震設計編（昭和55年5月）日本道路協会

コンクリート標準示方書（昭和61年10月）土木学会

鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物（昭和62年11月）土木学会

鋼構造物設計指針 PART B 特定構造物（昭和62年11月）土木学会

なお、道路橋示方書・同解説は、以下道示という。

[解説]

道路橋示方書（以下、道示）は平成元年に改定の予定である。改定後はその改訂版によるものとする。この指針は、現行の道示を複合構造に関して補完したものであるから、改定後の道示とこの指針が矛盾する場合は道示を優先する。

第2章 材料

省略

第3章 荷重

3. 1 荷重の種類

3. 1. 1 荷重の種類

設計にあつたては、次の荷重を考慮するものとする。

主 荷 重 (P)	1、死 荷 重 (D)
	2、活 荷 重 (L)
	3、衝 撃 (I)
	4、プレストレス力 (PS)
	5、コンクリートのクリープの影響 (CR)
	6、コンクリートの乾燥収縮の影響 (CH)
	7、鋼のレラクセーションの影響 (RX)
従 荷 重 (S)	8、風 荷 重 (W)
	9、温度変化の影響 (T)
	10、地震の影響 (EQ)
主荷重に相当する	11、雪 荷 重 (SW)
特 殊 荷 重 (PP)	12、地盤変動の影響 (GD)
	13、支点移動の影響 (SD)
	14、遠 心 荷 重 (CF)
特 殊 荷 重 (PA)	15、制 動 荷 重 (BK)
	16、施 工 時 荷 重 (ER)
	17、衝 突 荷 重 (CO)
	18、そ の 他

[解説]

道示 I 共通編を参考にして、斜張橋の上部工の設計に一般的に用いられている荷重を列挙した。これらの荷重の中から必要に応じて適宜選定して採用するものとする。架橋地点の条件、構造および使用材料の特性からこれ以外の荷重を考慮する必要がある場合は、道示に基づいて荷重の選定を行なうものとする。

3. 1. 2 死荷重

死荷重の算出には表-3. 1. 1に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表-3. 1. 1 材料の単位重量

材 料	単位重量	材 料	単位重量
鋼・铸鋼・鍛鋼	7,850	コンクリート	2,350
铸 鉄	7,250	セメントモルタル	2,150
アルミニウム	2,800	木 材	800
鉄筋コンクリート	2,500	歴青材（防水用）	1,100
プレストレスコンクリート	2,500	アスファルト舗装	2,300

【解説】

道示I共通編2. 1. 2によった。

3. 1. 3 活荷重

活荷重は自動車荷重および歩道等の等分布荷重とする。支間200m以下の橋梁は道示I共通編2. 1. 3および2. 1. 4による自動車荷重（T荷重、L荷重、トレーラー荷重）および歩道等の等分布荷重とする。支間200mをこえる橋梁の場合は、架橋路線の計画交通量および支間長等を考慮した詳細な検討を行なって活荷重の大きさを決めるものとする。

【解説】

支間200mをこえる橋梁の場合は詳細な検討をしてその橋梁の活荷重を決めているのが実情であるので、実情に即してこのように定めた。

3. 1. 4 衝撃

活荷重には、衝撃を考慮するものとする。
 衝撃係数の算出は、次式によって良い。

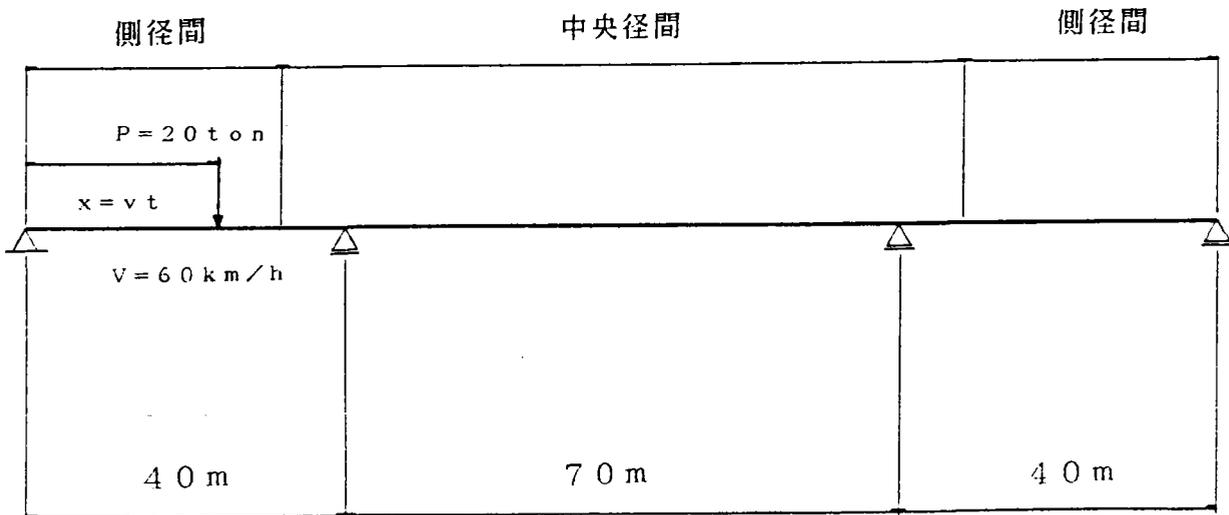
$$i = \frac{20}{50 + L} \quad (\text{T 荷重, L 荷重共}) \dots\dots\dots (3.1.1)$$

L = 連続桁の支間長

【解説】

簡単な複合桁に対する動的応答解析の結果を図-解3.1.1に示す。
 図-解3.1.1の複合桁の場合、その鋼桁部は鋼橋、コンクリート桁部はコンクリート橋に比較的近い応答となっている。しかしながら、全体断面力に占める活荷重の割合は小さいと考えられるので、本条では上記算出式とした。
 支間長については、連続桁と仮定する方法を基本としたが、着目部材の影響線の基線¹⁾長を利用する方法等もあるので、設計にあたっては、十分な検討をすることが望ましい。

解析モデル

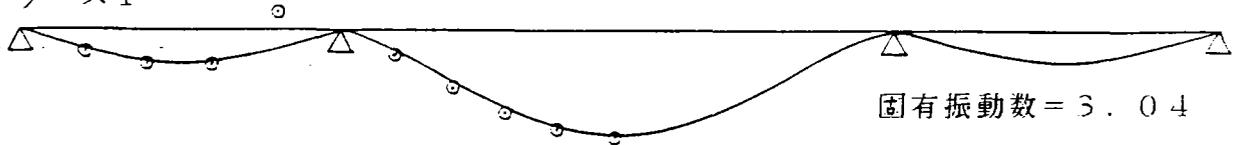


- 解析ケース
- (1) 側径間, 中央径間共 鋼桁
 (m = 3.1 t/m, l = 0.6 m⁴, d = 2.0%)
 - (2) 側径間, 中央径間共 コンクリート桁
 (m = 16.2 t/m, l = 10.8 m⁴, d = 5.0%)
 - (3) 側径間: コンクリート桁
 中央径間: 鋼桁

解析結果

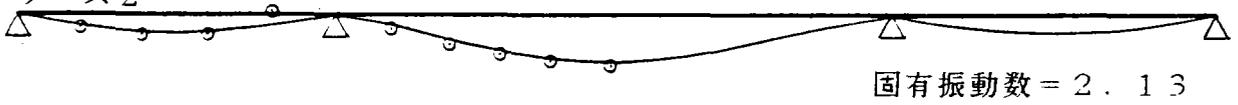
— : 静的たわみ
 ⊙ : 最大動的たわみ

ケース1



1.027
 1.013
 1.034
 1.085
 1.071
 1.043
 1.009
 1.001

ケース2



1.019
 1.009
 1.034
 1.093
 1.082
 1.060
 1.023
 1.016

ケース3



1.013
 1.009
 1.065
 1.086
 1.074
 1.044
 1.006
 1.000

注) 図中の数値は、動的たわみと 静的たわみの比を示す。

図-解3. 1. 1 動的応答解析結果

3.1.5 乾燥収縮およびクリープの影響

コンクリート部材の設計に考慮するコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響については次のとおりとする。

- (1) コンクリートのクリープひずみは式 (3.1.2) により表わすものとする。

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \phi \dots\dots\dots (3.1.2)$$

ここに、 ϵ_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (kg/cm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (kg/cm²)

ϕ : コンクリートのクリープ係数

- (2) プレストレスの減少量および不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-3.1.2 の値を標準とする。

表-3.1.2 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材令 (日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強セメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通セメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

- (3) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-3.1.3 の値を標準とする。

表-3.1.3 コンクリートの乾燥収縮度

プレストレスを導入するときのコンクリートの材令 (日)	4~7	28	90	365
乾燥収縮度	20×10^{-5}	18×10^{-5}	16×10^{-5}	12×10^{-5}

- (4) (2)項または(3)項によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材令などを考慮して別途にコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度を定めるものとする。

- (5) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、次の規定によるものとする。

1) 構造系に変化がない場合

構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープの影響は一般に考慮しなくてよい。乾燥収縮の影響による不静定力を算出する場合

には、コンクリートの乾燥収縮度を 15×10^{-5} とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の0.5%未満の場合には乾燥収縮度を 20×10^{-5} とする。

2) 構造系に変化がある場合

構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合には、コンクリートのクリープの影響による不静定力は(2)項あるいは(4)項に規定する値を用いて算出するものとする。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力、乾燥収縮の影響とする。また、乾燥収縮の影響による不静定力は(4)項の規定により算出するものとする。

[解説]

複合斜張橋の設計において、コンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響を考慮する場合のコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度は、道示 I 共通編 2.1.7に従って定めるものとした。

コンクリートと鋼との複合構造物である複合斜張橋においては、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮に伴って、完成後だけでなく架設中においても、構造各部の断面力が変動し、完成系の断面力に累積される。したがって、完成系はもとより、施工中においてもコンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響を考慮する必要がある。

3.1.6 プレストレス力

構造物にプレストレス力を導入する場合には、設計にこれを考慮するものとする。

なお、プレストレストコンクリートに導入するプレストレス力については次のとおりとする。

- (1) プレストレス力はプレストレッシング直後のプレストレス力および有効プレストレス力について考慮しなければならない。また、プレストレス力により不静定力が生じる場合にはこれらも考慮しなければならない。
- (2) プレストレッシング直後のプレストレス力は、PC鋼材引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して算出するものとする。
 - 1) コンクリートの弾性変形
 - 2) PC鋼材とシースの摩擦
 - 3) 定着具におけるセット量
- (3) 有効プレストレス力は、(2)項の規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、次の影響を考慮して算出するものとする。
 - 1) コンクリートのクリープ
なお、この場合に考慮する持続荷重は、プレストレス力および死荷重とするものとする。
 - 2) コンクリートの乾燥収縮
 - 3) PC鋼材のレラクセーション
- (4) 有効プレストレス力による不静定力は、プレストレッシング直後の不静定力にPC鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出することができる。

【解説】

複合斜張橋の設計においては、PC斜張橋の場合と同様にケーブルによって導入するプレストレス力、および、プレストレストコンクリート部材に導入するプレストレス力を考慮する必要がある。したがって、道示 I 共通編 2.1.6 に従うものとした。

3.1.7 温度変化の影響

(1) 設計に用いる温度変化の範囲

設計に用いる温度変化の範囲は、次の値を標準とする。

- 1) 鋼構造物における温度の昇降は、架設時の温度を基準として計算する。

温度変化の範囲は -10°C から $+50^{\circ}\text{C}$ まで、とくに気候寒冷地方においては -30° から $+50^{\circ}\text{C}$ までとする。

タイドアーチ、補剛げたを有するアーチ、ラーメン、鋼床版などでは日光直射部分と日陰部分との温度差は15度とする。

合成げたにおける床版コンクリートと鋼げたの温度差は10度を標準とし、温度分布は鋼げたおよび床版のコンクリートにおいてそれぞれ一様とする。

ただし、とくに検討した場合には、温度変化の範囲は実状に応じて定めることができる。

- 2) コンクリート構造物における温度変化の範囲は、地域別の平均気温を考慮して定めるものとする。

一般の場合、温度の昇降はそれぞれ15度としてもよい。断面の最小寸法が70cm以上の場合には、上記の標準を10度としてもよい。

床版とその他の部分の温度差により、生じる断面力を算出する場合の温度差は5度を標準とし温度分布は床版その他の部分においてそれぞれ一様とする。

- (2) 設計に用いる線膨張係数は、次のとおりとする。

- 1) 鋼構造物における鋼の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
- 2) コンクリート構造物における鉄筋およびコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。
- 3) 鋼とコンクリートの合成げたにおける鋼およびコンクリートの線膨張係数は 12×10^{-6} とする。

- (3) 可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲

可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲は表-3.1.4の値を標準とする。

表-3.1.4 可動支承の移動量算定に用いる温度変化

橋 種	温 度 変 化	
	普通 の 地 方	寒 冷 な 地 方
P C 橋 ・ R C 橋	- 5°C ~ +35°C	-15°C ~ +35°C
鋼 橋 (上 路 橋)	-10°C ~ +40°C	-20°C ~ +40°C
鋼橋 (下路橋および鋼床版橋)	-10°C ~ +50°C	-20°C ~ +40°C

(4) 水中または土中にある構造物では温度変化の影響を考慮しなくてもよい。

〔解説〕

道示 I 共通編 2.1.12によるものとした。

なお、設計に用いる温度変化の範囲および温度差は、鋼構造物とコンクリート構造物とで異っている。たとえば、平均気温を20°Cとした場合のコンクリート構造物の気温変化の範囲は下表のようになる。(鋼構造物の場合も併記した)

表-解3.1.1 温度変化の範囲 (一例)

		温度変化の範囲
コンクリート	一般	+ 5°C ~ +35°C
	厚さ70cm以上	-10°C ~ +30°C
鋼		-10°C ~ +50°C

したがって、鋼部材とコンクリート部材との間に温度差が生じることになるので注意する必要がある。

また、可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲も鋼橋とコンクリート橋とで差異がある。

複合斜張橋の設計において、鋼とコンクリート構造物における温度変化の差異が橋梁の安全性にどの程度の影響を与えるかは、現時点では定かではない。したがって、上述の諸点を考慮して、安全側となるよう必要な検討を加えて設計する必要がある。

3.1.8 風荷重

(1) 設計風荷重

静的設計においては、設計風荷重として空気力の抵抗成分のみを考慮し、次式により算定するものとする。

1) 支間が200mをこえる橋梁

$$\text{水平方向に長い構造物} : P_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \nu_4 C_D A_n \dots \dots \dots (3.1.3)$$

$$\text{鉛直方向に長い構造物} : P_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \nu_5 C_D A_n \dots \dots \dots (3.1.4)$$

ここに、空気密度 ρ 、抗力係数 C_D 、補正係数 ν_4 、 ν_5 、および、投影面積 A_n は、本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)により定めるものとする。

なお、ここに定められた抗力係数に基づいて得られた設計案は、必要に応じて風洞実験によって検証するものとし、実験より求められた抗力係数を用いてもよい。

2) 支間が200m以下の橋梁

$$\text{活荷重無載荷時} : P_D = \left(\frac{V_D}{55}\right)^2 \cdot P'_D \dots \dots \dots (3.1.5)$$

$$\text{活荷重載荷時} : P_D = P'_D \dots \dots \dots (3.1.6)$$

ここに、 P'_D は道示に規定する風荷重とする。

3) 活荷重に作用する風荷重を考慮する場合は、橋軸直角方向に 150kg/mの風荷重を載荷するものとする。

ただし、基本風速 V_D は、架橋地点における風速観測記録、構造物の寿命、および、風速の再現期間等を考慮して定めるのを原則とする。

(2) 風荷重の載荷方法

風荷重は、橋軸直角方向または橋軸方向に作用する水平荷重として等分布載荷するのを原則とする。ただし、必要な場合には、考えている部材に最も不利な応力が生ずる範囲に全強度の、また、他の範囲に 1/2強度の風荷重を載荷するものとする。風荷重の載荷方法は次のとおりとする。

1) 支間が200mをこえる橋梁

a. 橋軸直角方向風荷重

補剛桁 : 風上側に全荷重を載荷する。

ケーブル : 補剛桁と搭に等分に付加する。

搭 : 風上側、風下側の搭柱の軸線に各荷重を載荷する。

b. 橋軸方向風荷重

搭 : 搭柱と腹材を含む全断面を有効として算定した風荷重を等分布載荷するものとする。

補剛桁、ケーブル : 橋軸方向風荷重を考慮する場合は、適切な載荷方法によるものとする。

2) 支間が200m以下の橋梁

道示 I 共通編 2.1.11に従って載荷するものとする。

3)活荷重に作用する風荷重

橋面上 1.5m の位置に橋梁全長にわたって等分布載荷するものとする。

(3) 複合斜張橋の耐風設計に際しては、空力弾性的挙動を検討し、その安全性を確認するものとする。

[解説]

本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)²⁾を参考にして条文のように定めた。

3.1.9 地震

地震の影響については、道示耐震設計編によるものとする。

[解説]

道示V耐震設計編によるものとした。

複合斜張橋は、中長支間に対して用いられることが多く、フレキシブルな構造であるので、動的解析を行ってその安全性を照査するのが望ましいと考えられる。

3.1.10 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、架橋地点の実状に応じて適当な値を定めるものとする。

[解説]

道示I共通編 2.1.14によるものとした。

3.1.11 架設時荷重

橋の施工時には施工方法と施工中の構造とを考慮して、自重、施工機材、風、地震などの影響に対して必要な検討を行わなければならない。

[解説]

道示I共通編 2.1.18によるものとした。

複合斜張橋では、条文中に示した荷重のほかに、施工中に導入するプレストレス力、コンクリートのクリープ・乾燥収縮等の影響に対しても検討を行う必要がある。

3.1.12 疲労を考慮する場合の荷重

疲労を考慮する部材に対しては、その部材の材料、構造特性および実働活荷重等を考慮して、適切な疲労照査用の荷重を定めなければならない。

[解説]

複合斜張橋においては、ケーブル、鋼床版、および、鋼とコンクリートの接合部等に対して疲労を考慮する必要がある場合は、条文のように適切な荷重により、これらの部材の疲労に対する安全性を照査するものとした。

3.1.13 その他の荷重

ケーブルのクリープ・リラクセーション、支点移動の影響、制動荷重および衝突荷重等を、必要に応じて考慮しなければならない。

[解説]

ケーブルの材料・構造および地盤状況等によっては、ケーブルのクリープ・リラクセーション、支点移動の影響を考慮する必要があるので、条文のように定めた。

3.2 荷重の組合せ

3.2.1 使用限界状態

変形、振動、疲労およびコンクリートのひびわれについて使用限界状態の照査をする場合の荷重の組合せは表-3.2.1によるものとする。

表-3.2.1 荷重の組合せ

照 査 項 目		
変 形	活荷重たわみ	活荷重
	変位制限のある場合	主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響
振 動	振動数の照査	死荷重
	風による振動	風荷重
疲 労	疲労限界の照査	活荷重+衝撃
ひびわれ	ひびわれ幅の照査	主荷重

[解説]

道示、コンクリート標準示方書および土木学会関西支部共同研究グループ報告書³⁾を参考にして定めた。

3. 2. 2 終局限界状態

終局限界状態における荷重の組合せは表-3. 2. 2によるものとする。

表-3. 2. 2 荷重の組合せ

- 1) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)
- 2) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)
- 3) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)
- 4) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)
+ 風荷重 (W)
- 5) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)
- 6) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)
- 7) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)
- 8) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ) + 温度変化の影響 (T)
- 9) 風荷重 (W)
- 10) 制動荷重 (BK)
- 11) 施工時荷重 (ER)

[解説]

道示、コンクリート標準示方書および土木学会関西支部共同研究グループ報告書³⁾を参考にして定めた。

3.3 荷重係数

組合せ荷重に対する荷重係数は、各限界状態に応じて適切に選定しなければならない。

[解説]

複合斜張橋では、同じ構造部材でも死活荷重比率が大きく異なる部材が存在する。このことから、複合斜張橋においては許容応力度設計法よりも、荷重係数設計法がより合理的な設計手法であると考えられる。

各種の基準や委員会活動等で種々の荷重係数が提案されているものの、複合構造はもちろん、鋼橋やコンクリート橋においても、我国では荷重係数はまだ明確には、規定または運用されていない。今後、鋼橋またはコンクリート橋に対して荷重係数が詳細に規定されたとしても、これらを複合構造物に適用させるには困難が伴う。複合構造の特性を考慮した取り扱いがなされるべきであろう。

ここでは、AASHTO⁴⁾および土木学会関西支部の共同研究グループ⁵⁾によって提案された荷重係数を示し、文献3)に示された荷重係数を用いて複合主桁に対するケーススタディを行う。

・AASHTOの荷重係数⁴⁾

1.2.22 荷重の組合せ

次に示すグループは、構造物に作用する荷重と力の種々な組合せを表わす。構造物またはその基礎は、その現場または型式に適用可能である荷重のすべてのグループの組合せに対して安全に抵抗して釣り合うものとする。使用荷重設計と荷重係数設計に対するグループ載荷の組合せは次式による：

$$\text{Group (N)} = \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L \cdot LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE]$$

ここに

N：グループ番号

γ ：荷重係数，表 1.2.22 参照

β ：係数，表 1.2.22 参照

使用設計荷重に対しては、種々なグループの基本応力度に対する割り増しが表 1.2.22 に示されている。各グループに示す荷重や力については 1.2.1～1.2.21 を参照のこと。

荷重係数設計に関して、表 1.2.22 に示す γ や β の係数は、荷重係数概念によって設計している構造部材のみに適用される。基礎（土圧、抗荷重など）を設計する時、実際の荷重を表に示す係数によって増加すべきではない。荷重係数は、構造物の基礎の安定（転倒、滑動などに対する安全係数）に対する照査に適用されない。長径間の構造物を荷重係数設計で設計されている場合、荷重係数設計に対して記されている γ と β の係数は一般的条件を意味しており、もし設計者の判断において予想荷重、設計条件または、建設材料を規定で扱われているものと異にするなら増加すべきである。

D：死荷重

L：活荷重

I：衝撃荷重

E：土圧

B：浮力

LF：活荷重による橋軸方向の力

CF：遠心力

- R : リブショートニング (Rib shortening)
- S : 収縮応力
- W : 構造物にかかる風荷重
- WL : 活荷重にかかる風荷重 100 lbs/ft (1458N/m)
- EQ : 地震力
- T : 温度応力
- SF : 流水圧
- ICE : 氷圧

表 1. 2. 22
Table of Coefficients γ and β

Col. No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Group	γ	β FACTORS												%
		D	L+1	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1.0	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3		2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3		0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3		1	1		1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3		1	1		1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25		0	0		1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25		1	1		1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3		0	0		1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3		1	1		1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1.20	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
X	1.50	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	

Culvert

Culvert

作用荷重設計に対して

基本応力度に対する割り増し率 % (14 列目)

風荷重のみを伝達する部材または継手に対して許容応力度の割り増しは適用されないものとする。

β_E = 鉄筋コンクリートボックスに対して 0.70

他のすべてのカルバートに対して 0.83 (カルバートの載荷規定の 1.2.2 (A) を参照)

β_E = ラーメンの横荷重に対して 1.0 と 0.5 (どちらが支配的か見るために両方の載荷を照査のこと) 1.2.19 参照。

荷重係数設計に対して

荷重が H20 (M18) より小さい場合で、発生頻度の少ない重荷重に対して一車線のみとその超過重が載るとき Group I A 載荷を適用するものとする。

* 活荷重プラス側撃と同じ位に群集荷重設計を支配するとき外側の車道梁に対して 1.25 を用いてよい。しかし断面性能は β 係数 1.67 を用いるだけの車輪活荷重に対して要求されるものを下まわってはならない。1.3.2 (B) の第 2 項に記されている荷重の組合せで床版を設計するときは 1.00 を用いてよい。

- β_E : 水平土圧に対して 1.8 , ラーメンの正のモーメント照査に対して 0.5
 - β_E : 鉛直土圧に対して 1.0
 - β_D : 最小軸荷重と最大モーメントまたは最大偏心率の照査をするとき 0.75
 - β_D : 最大軸荷重と最小モーメントに対して部材照査するとき 1.0
 - β_D : 曲げと引張りを受ける部材に対して 1.0
 - β_E : 剛なカルバートに対して 1.0
 - β_E : フレキシブルなカルバートに対して 1.67
- } 柱の設計

・土木学会関西支部共同研究グループで提案した荷重係数³⁾

3. 4 荷重係数

使用限界状態および終局限界状態に対する照査に際し使用する荷重にかける安全係数は表 3. 4 のとおりとする。ただし、実測から推定した限界荷重を用いる場合にはこれらの荷重係数は必要ない。

表 3. 4 荷重係数

	D1	D2	L	I	Cr	Sh	T	X	Eq	備 考
I			1	1						疲労・他
II			1							活・たわみ
III	1	1	1	1						ひびわれ密度
IV	1	1								振動数
V	1.2	1.7	2.2	2.2	1	1	1			過度の変形
①	1.2	1.7	2.2	2.2						D1+D2+L+I
②	1.2	1.7	2.2	2.2	1.2	1.2				①+Cr+Sh
③	1.2	1.7	2.2	2.2	1.2	1.2	1.2			②+T
④	1.2	1.7	2.2	2.2	1.2	1.2	1.2	1.2		③+X
⑤	1.2	1.7							1	D1+D2+Eq
⑥	1.2							1		架設時

I - V : 使用限界状態

① - ⑥ : 終局限界状態

前死荷重については、単位重量のバラツキは小さく、設計寸法にもとづいて重量を算定しても差し支えない。しかし、後死荷重については舗装やバラストなどは単位重量の変動が大きいと予想されることから、上に示す荷重係数で調整することとした。

これらは、建設省・標準設計（合成桁）支間長25m・幅員9.2m（設計番号1657）を基準にして決定した係数であり、耐用年数50年・超過確率 5%・安全性指標 $\beta=3.2$ を標準としている。

実測した限界荷重、特に、自動車の活荷重についてデータがそろっていると、荷重をシミュレーションにより求め、耐用年数内に通過するであろうと予想される荷重を超過確率 5%として求め設計用の荷重として用いてよいこととした。また、このときの安全性指標は 3.2 を基準とする。この荷重を用いる場合には、荷重係数は 1.0 でよい。

複合主桁に対するケーススタディ

文献3)で 提案された荷重係数を用いた終局限界状態における設計曲げモーメントと、現行の許容応力度設計法における曲げモーメントとを、鋼、コンクリート、複合構造に対して試算し、比較検討を加える。対象としたモデルは図-解3.3.1に示す3径間連続桁である。

タイプ	モデル
I (鋼 桁)	
II (コンクリート桁)	
III-1 (複合桁: Aタイプ)	
III-2 (複合桁: Bタイプ)	

×: 着目点 (この位置の曲げモーメントに着目)

$l = 30\text{ m}, 45\text{ m}, 60\text{ m}$

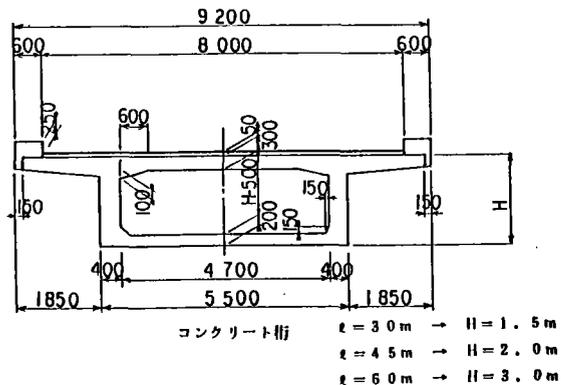
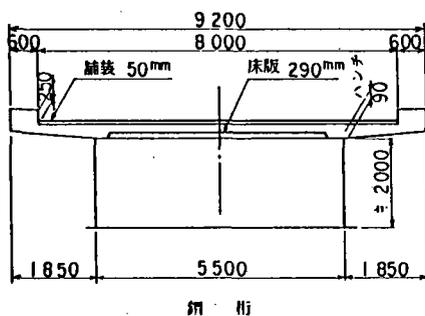


図-解3.3.1 検討対象モデル

計算結果を図-解3.3.2に示し、それらに対する考察を以下に述べる。

(1) ここでは、終局限界状態の荷重係数として 文献3)で 提案された値 ($M_d \rightarrow 1.2$, $M_{l+l} \rightarrow 2.2$) を用いたが、これによって求められた終局限界状態での設計曲げモーメントと 現行の許容応力度法での設計曲げモーメントの比率 α は次の範囲に分布する。

中央断面 → 1.6~1.9
 支点上断面 → 1.4~1.5

中央断面に対しては、現行の基準安全率 1.7 を分布範囲の下限側に含んだ範囲であり、支点上断面は、1.7 より低い範囲に分布する。このことは、ここで求めた終局限界状態の断面力により設計を行えば、前者に対しては現行の手法で設計した断面よりやや大きなものとなり、後者ではかなり経済的な断面となることを示す。

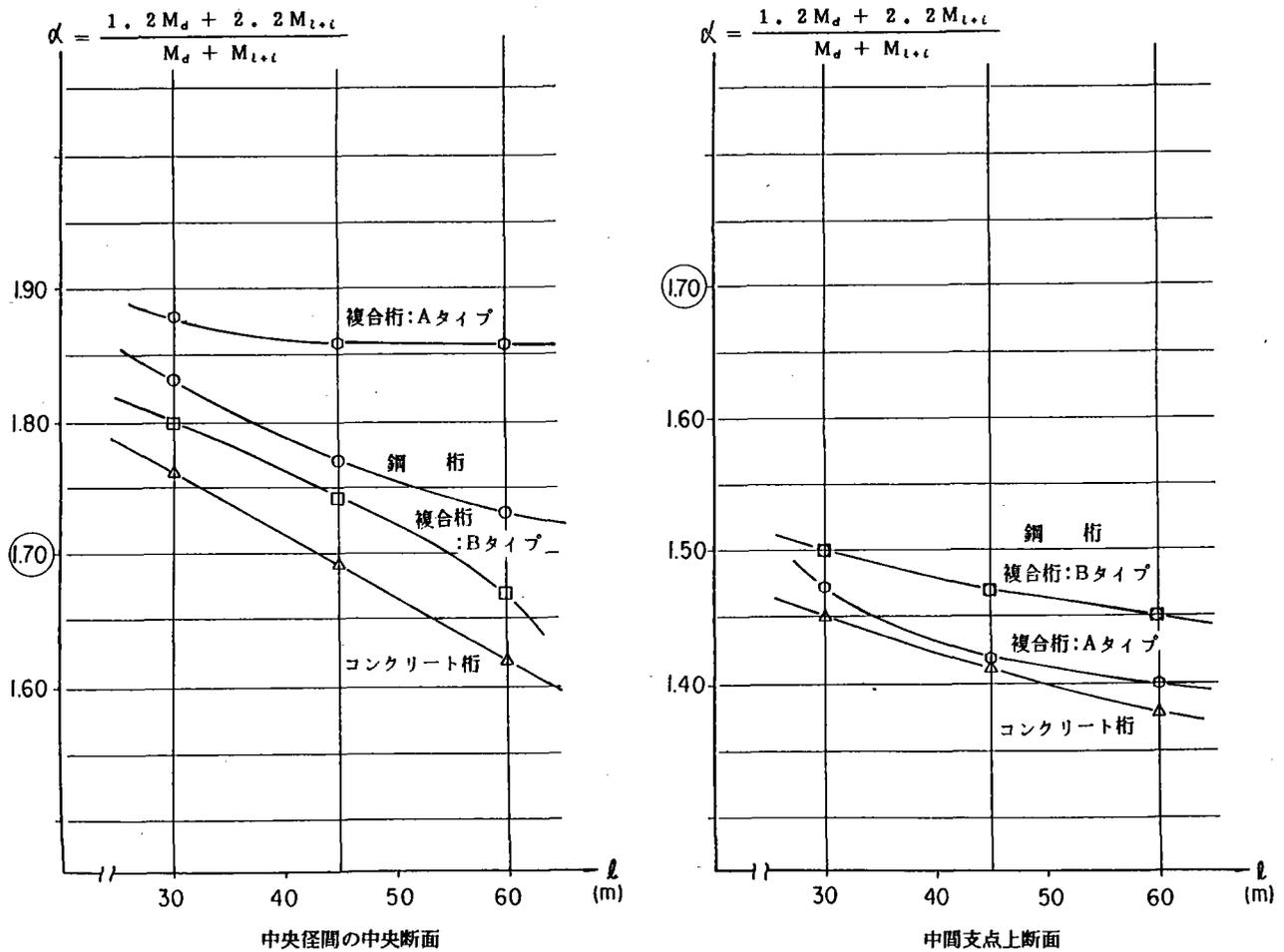


図-解3.3.2 計算結果

(2) スパンが長いほど、および中央断面よりも支点上断面の方が α は小さい。

中央断面はスパンの違い、構造形式の違いにより大きく α が異なるが、支点上断面では、スパン、構造形式が違ってても α はあまり変動しない。

このことは

$$\alpha = \frac{1.2 M_d + 2.2 M_{l+i}}{M_d + M_{l+i}} = 1.2 + 0.5 \left(\frac{M_{l+i}}{M_d + M_{l+i}} \right) \dots \text{(解 3.3.1)}$$

と考えれば、活荷重比率が異なれば、 α が変動すると考えられる。つまり α が大きければ、活荷重比率が大きく活荷重のバラツキによる断面力の変動が大きいことを示している。

(3) 構造形式の違いによる α の大小関係は次のものである。

(中央断面)

複合桁:Aタイプ > 鋼 > 複合桁:Bタイプ > コンクリート

(支点上断面)

鋼 = 複合桁:Bタイプ > 複合桁:Aタイプ > コンクリート

いずれもコンクリートが最も小さく中央断面では複合桁:Aタイプが極端に大きくなっている。前者については着目点にかかわらず死荷重比率が大きいことを示している。後者は側径間のコンクリート自重により中央径間の死荷重比率が極端に小さくなるという複合桁の特性に起因する。

(4) 次の値を考える。

$$\beta = \frac{\alpha \text{ (中央断面)}}{\alpha \text{ (支点上断面)}} \dots \dots \dots \text{(解 3.3.2)}$$

表-解3.3.1 β の値

β	$l=60m$	$l=45m$	$l=30m$
鋼 桁	1.19	1.20	1.22
コンクリート	1.17	1.20	1.21
複合桁:Aタイプ	1.33	1.30	1.28
複合桁:Bタイプ	1.15	1.18	1.20

β は着目点の違いによる α 値の変動を示すものであるが、複合桁:Aタイプ以外はスパンが異なっても β 値そのものはあまり変わらない。

典型的な複合形式である複合桁:Aタイプの β 値が他の構造形式と比べて大きいことから、複合構造では着目点の違いによる断面力の変動が他の構造形式より大きい場合が予測される。

参考文献

- 1) 小松、川谷：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集 第275号、1987年7月
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説、昭和51年3月
- 3) 谷平他：土木学会関西支部共同研究グループ・限界状態設計法による合成桁の設計法に関する研究報告書、昭和63年5月
- 4) 長大橋技術研究会設計分科会：米道路路示方書（訳）、昭和54年10月

第4章 構造解析

4.1 構造解析

- (1) 構造解析においては、適切な構造モデルを選定するとくに境界条件には注意する。
- (2) 構造解析にあたっては、弾性理論によることを前提とする。ただし、責任技術者が必要と認める場合には非線形構造解析を行うものとする。

[解説]

(1) 複合構造においては、構造物の形状、支持条件、荷重条件、照査する限界状態などに応じて適切な解析モデルを選定する必要がある。例えば、鋼橋技術研究会・複合構造部会昭和61年度報告書によると、動的応答解析結果は支承条件に大きく関与することが述べられている。

(2) 斜張橋のようなケーブル構造物では有限変形理論に基づき非線形解析を行うことが一般的になっているため、線形解析には限定しなかった。

後に線形解析と非線形解析の①複合斜張橋と②鋼斜張橋の比較を行った検討をしめす。比較は死荷重のみで行い、その傾向を探った。結論としては、

①複合斜張橋における

I) 非線形解析有限変形解析

II) 線形解析

の取扱は、②鋼斜張橋と同じように考えても問題はない、となった。また、最後に他の基準の構造解析に関する条文を示す。

1) 非線形有限変形解析と線形解析の比較

a) はじめに

設計過程において、構造解析を実施する際、弾性理論に基づく線形解析を採用するか、変形後のつり合い状態まで考慮するような非線形有限変形解析を採用するかは、しばしば問題となる。

とくに、ケーブル、塔、主桁等の各々の特性を持った部材で構成する斜張橋は、ケーブル部材のサグの影響等で線形解析のみでは対処できないことがある。

ここでは、①複合斜張橋と②鋼斜張橋の線形解析と、非線形有限解析の差がどの程度生ずるかを具体的なモデルにより、定性的に把握し考察する。本検討では桁のみに着目する。

プログラムは日立造船所有

FR350「平面骨組応力解析（有限変形理論）」

による。上記プログラム非線形有限変形解析では、部材の伸び ΔL に、変位の2次以上の項、および、ケーブルのサグの影響を考慮している。

表-解4.1.1 部材断面性能

Type	ヤング係数 (t/m ²)				断面2次モーメント (m ⁴)			断面積 (m ²)			
	(主)	桁 (側)	主塔	ケーブル	(主)	桁 (側)	主塔	(主)	桁 (側)	主塔	ケーブル
複合	2.1x10 ⁷	3.5x10 ⁶	2.1x10 ⁷	2.0x10 ⁷	0.6	14	0.5~4.5	1.0	18	4~10	0.02~0.07
鋼	2.1x10 ⁷	2.1x10 ⁷	2.1x10 ⁷	2.0x10 ⁷	0.4	14	0.5~4.5	0.6	14	4~10	0.02~0.07

表-解4.1.2 死荷重強度

Type	(主)	桁 (側)	主塔	ケーブル	備考
複合	20	44	4~10	0.16~0.55	単位:(t/m)
鋼	20	20	4~10	0.16~0.55	単位:(t/m)

単位: m

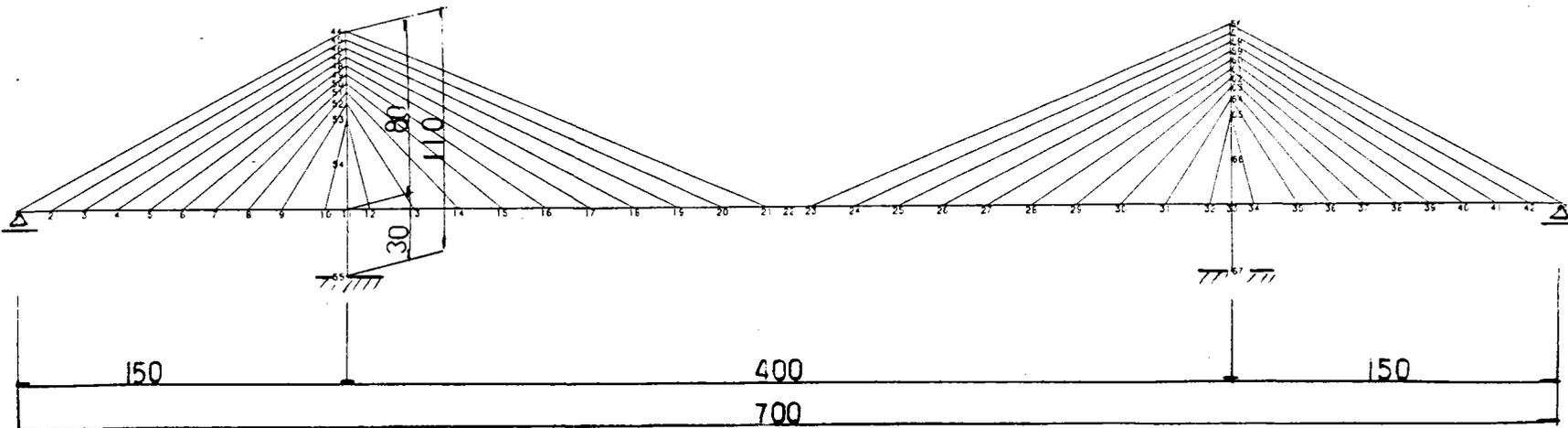


図-解4.1.1 解析モデル

図-解4.1.1のモデルを用い、プレストレス、活荷重は無視して、死荷重のみ載荷する。

b) 解析モデル

c) 結果

以降に

図 - 解 4.1.2 (a) 非線形有限変形解析結果

図 - 解 4.1.3 (b) (非線形有限変形解析結果)
- (線形解析結果)

として

① 複合斜張橋

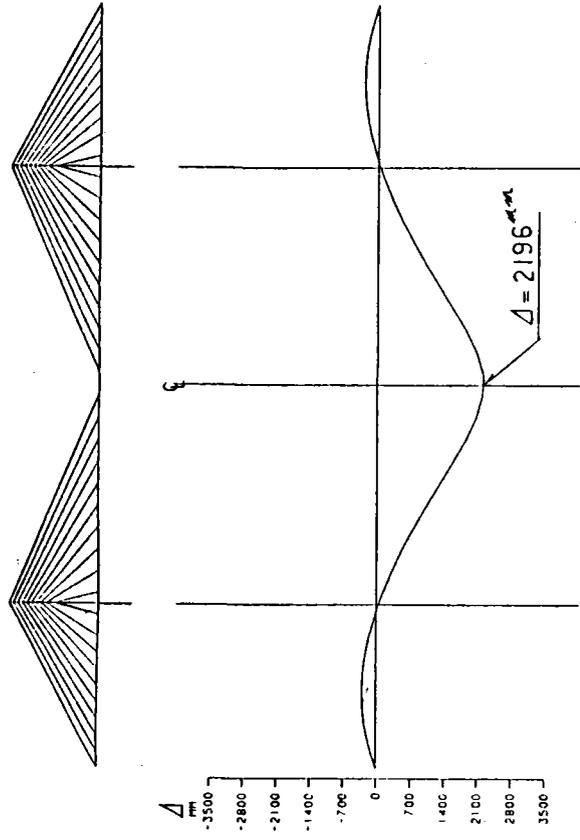
② 鋼斜張橋

を対比してまとめる。

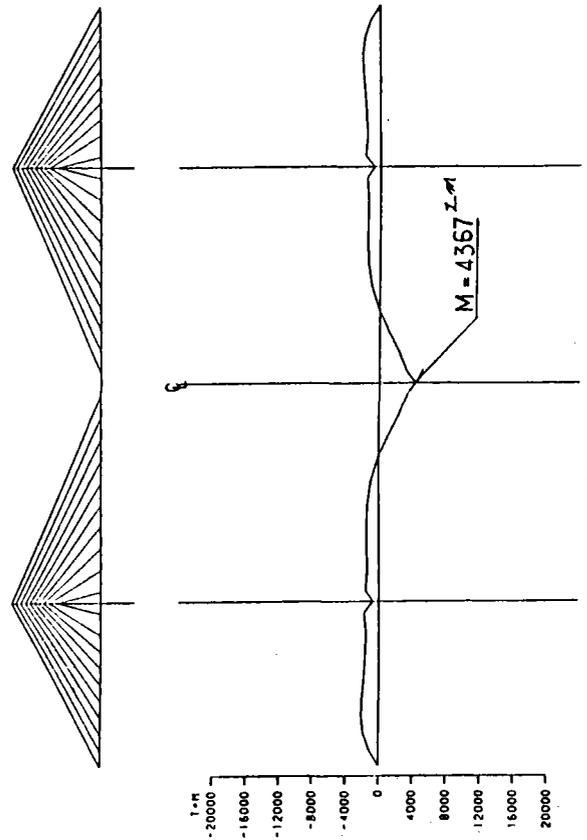
- (b) (非線形有限変形解析結果) - (線形解析結果) とは
各々の格点の断面力、たわみについて、2つの解析結果
の差を算出して比較するものである。

圖 - 解 4.1.2 (a) 非線形有限變形解析結果

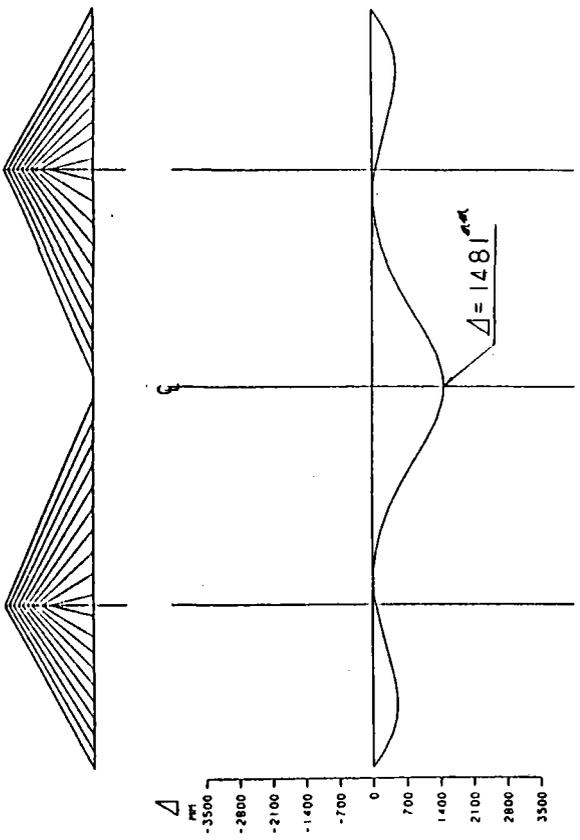
② 鋼 • DEFLECTION •



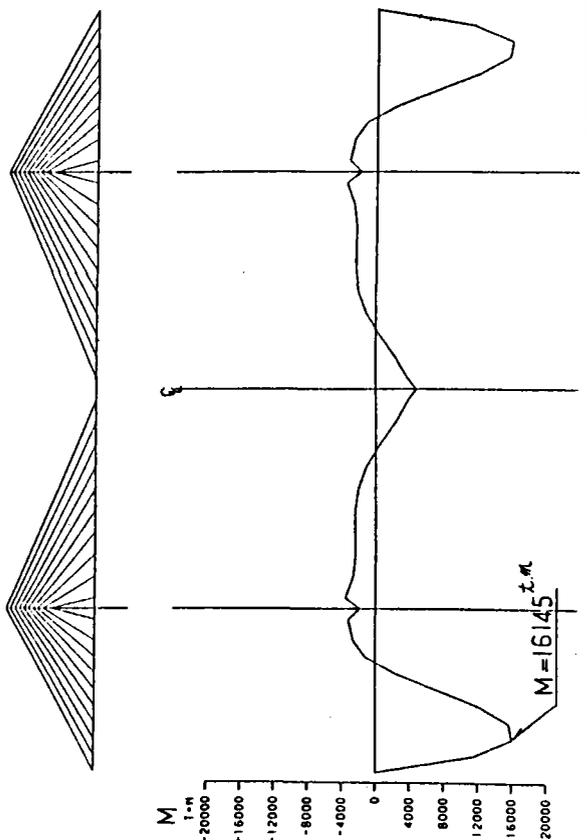
② 鋼 • BENDING •



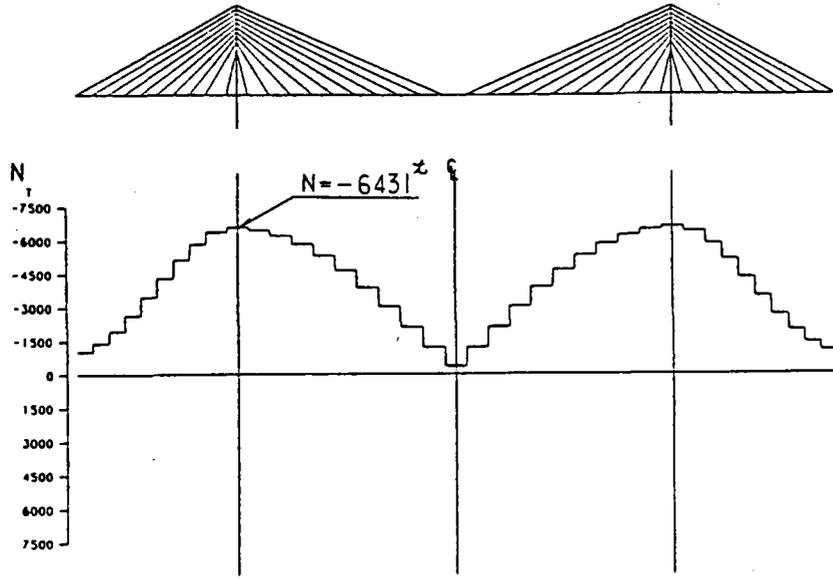
① 複合 • DEFLECTION •



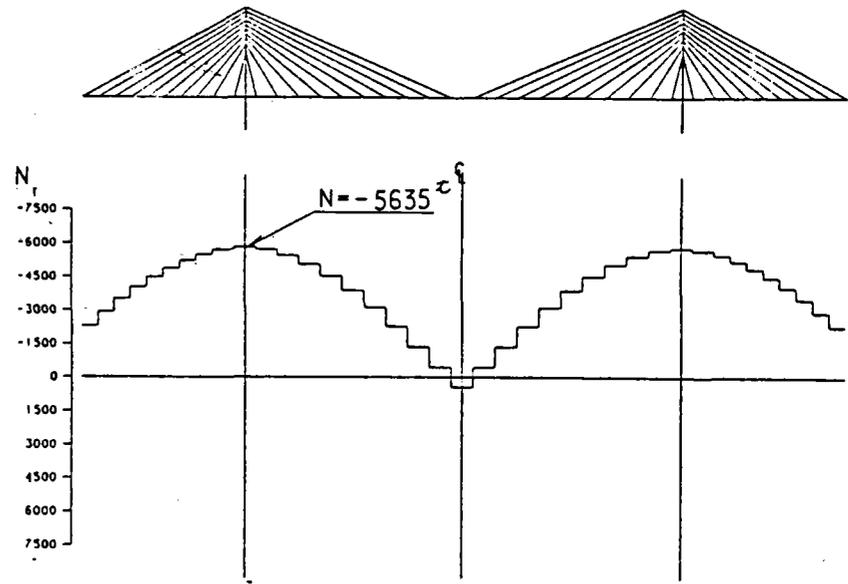
① 複合 • BENDING •



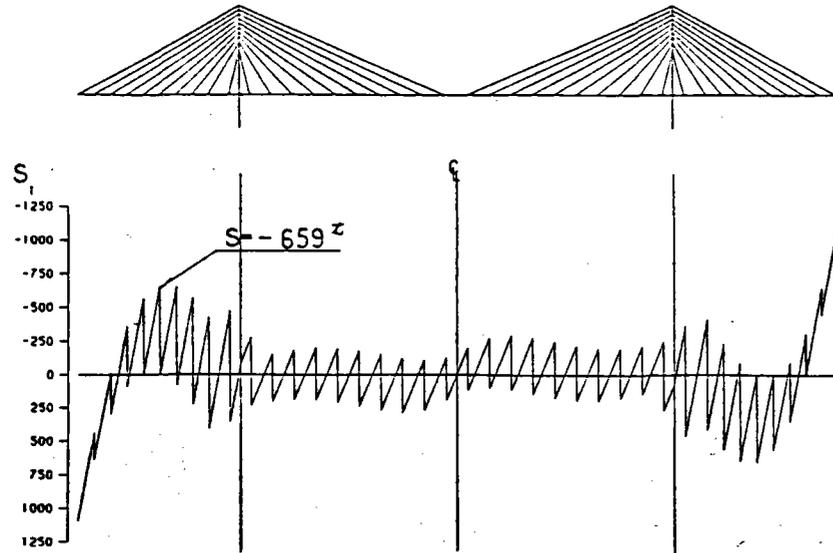
① 複合 • AXIAL FORCE •



② 鋼 • AXIAL FORCE •



① 複合 • SHEAR •



② 鋼 • SHEAR •

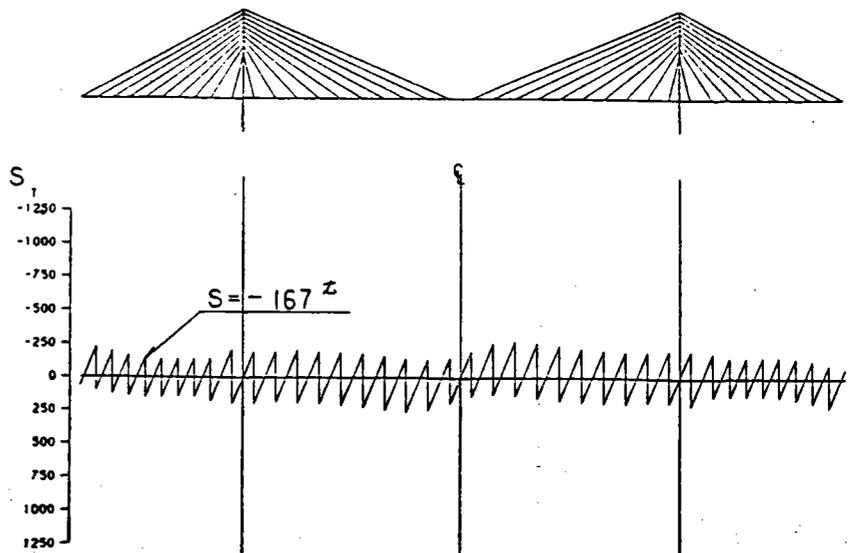
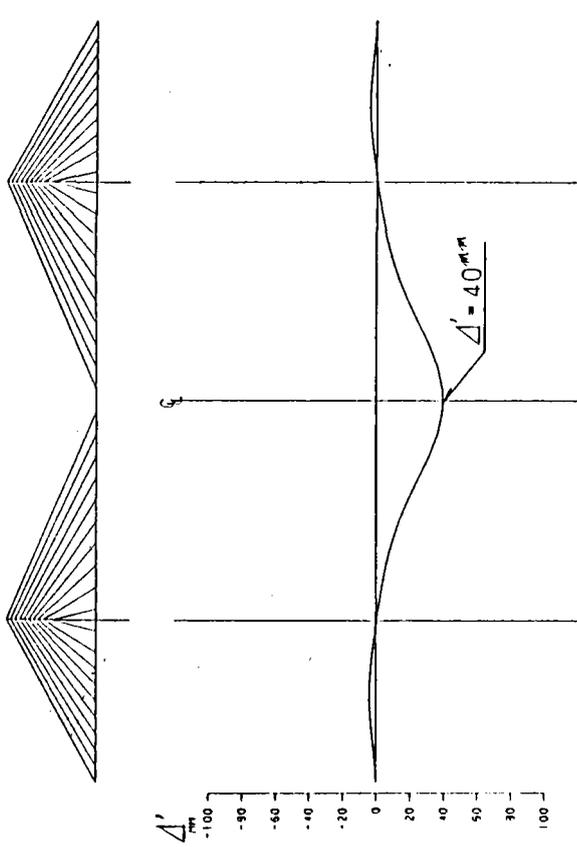
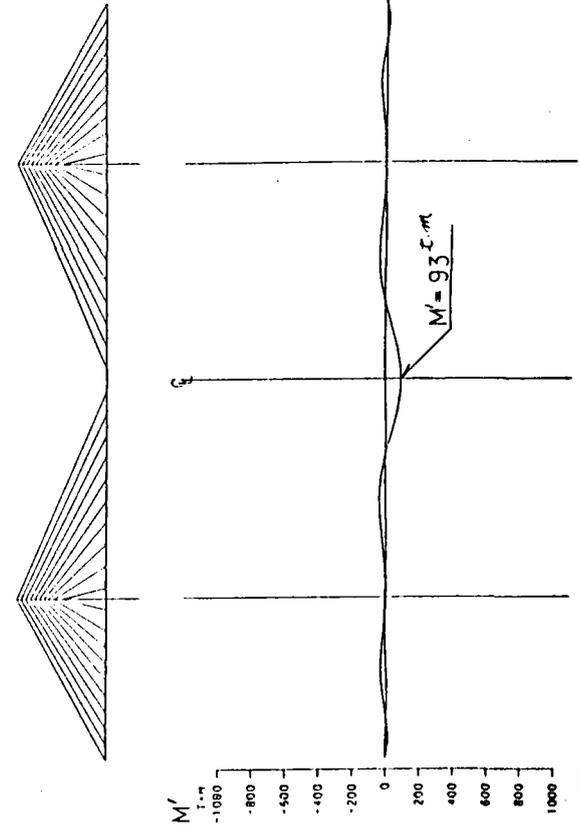


圖 - 解 4.1.3 (b) (非線形有限變形解析結果) - (線形解析結果)

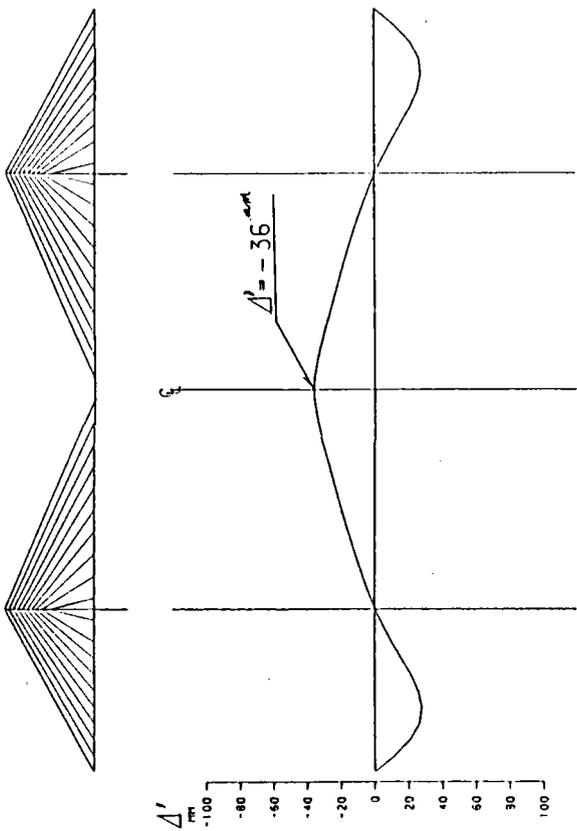
② 鋼 • DEFLECTION •



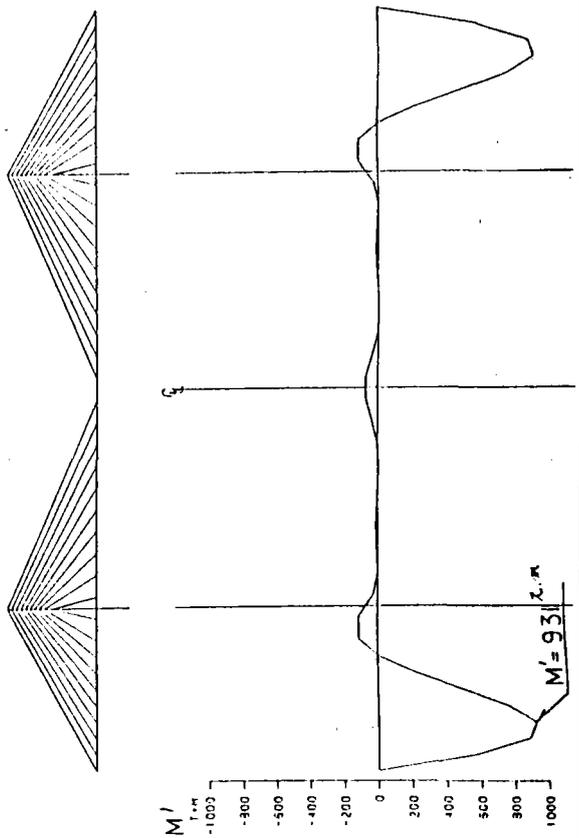
② 鋼 • BENDING •



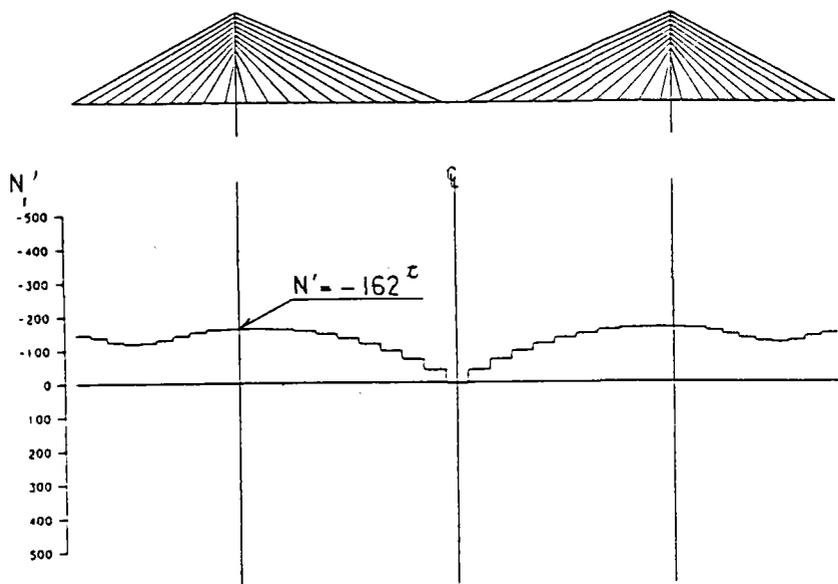
① 複合 • DEFLECTION •



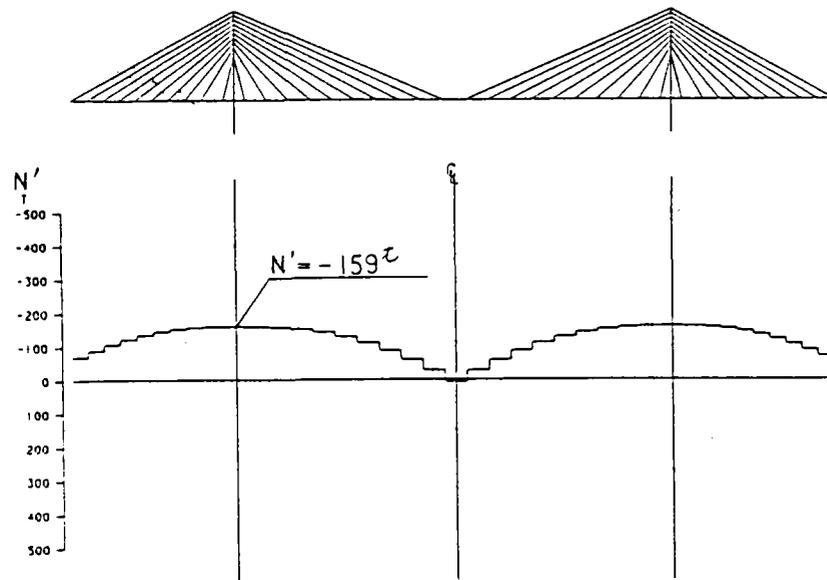
① 複合 • BENDING •



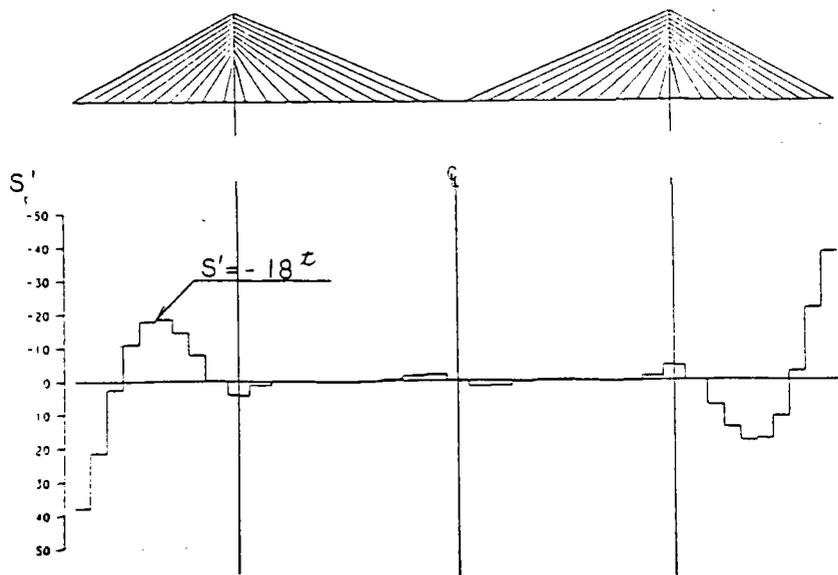
① 複合 • AXIAL FORCE •



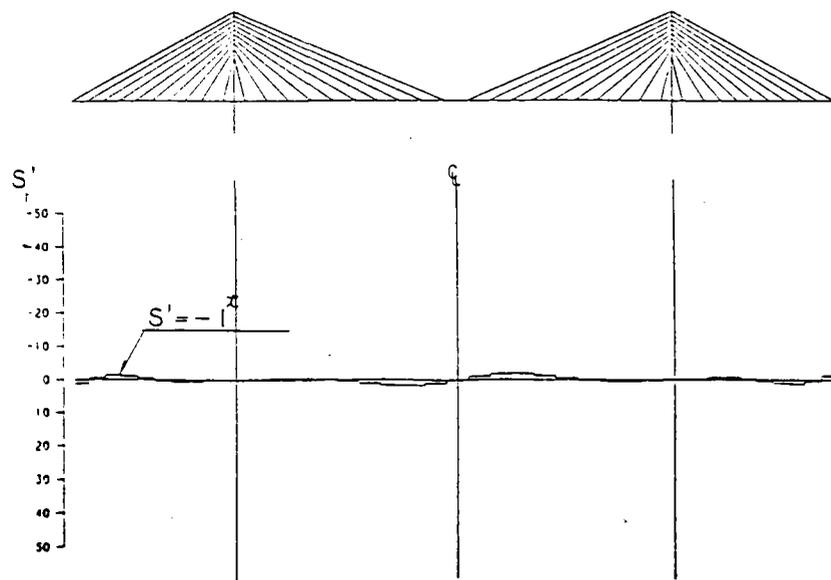
② 鋼 • AXIAL FORCE •



① 複合 • SHEAR •



② 鋼 • SHEAR •



d) 考察

代表的な点について

① 非線形有限変形解析結果

② (非線形有限変形解析結果) - (線形解析結果)

の比を表-解4.1.3, 表-解4.1.4にまとめる。

表-解4.1.3 ① 複合斜張橋

項目	a	b	a/b x100
たわみ (mm)	1481	36	2
曲げモーメント(t.m)	16145	931	6
軸力 (t)	-6431	-162	3
せん断力 (t)	-659	-18	3

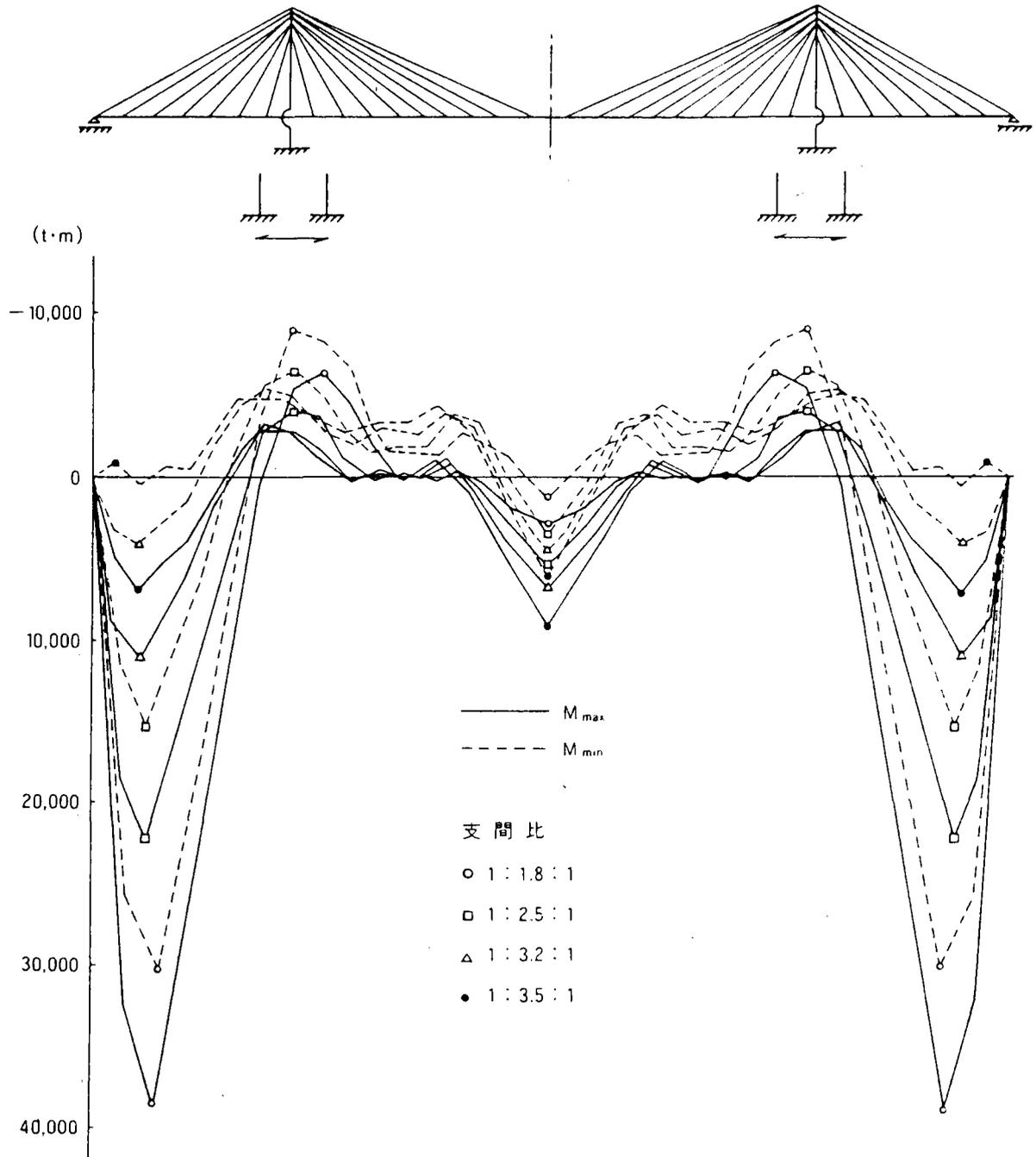
表-解4.1.4 ② 鋼斜張橋

項目	a	b	a/b x100
たわみ (mm)	2196	40	2
曲げモーメント(t.m)	4367	93	2
軸力 (t)	-5635	-159	3
せん断力 (t)	-167	-1	1

複合斜張橋の桁曲げモーメントの偏差が6%となっている。

しかし、複合斜張橋の桁の曲げモーメントに着目した場合の適正支間比は昭和60年度報告によると、1:3.2:1(図-解4.1.4参照)で解析モデル支間比1:2.7:1と異なる。そのため桁曲げモーメントが側径間部に偏る方向にあり偏差が生じたと考えられる。

図 - 解 4 . 1 . 4 支間比の変化による主桁曲げモーメント



とくに、解析モデルでは、塔部の曲げモーメントがプレストレス導入前ではあるが16,000^{kg-cm}と桁はずれの数値となっている。

以上のことを考え合わせると、線形解析、および非線形有限変形解析による差は、①複合斜張橋と②鋼斜張橋において特別にはないと考えられる。

2) 他の基準における構造解析

① B S 5 4 0 0¹⁾

8.2. 解析法

8.2.1. 終局限界状態

終局限界状態に対して適当な設計荷重状態の規定の中で、最も不利な条件のもとでの荷重効果は、釣合い条件を満足する方法によって計算するものとし、全ての荷重効果は作用荷重と釣合うように示されるものとする。弾性解析は崩壊の安全側の解析として認められる。それはまた、使用性の基準を犯すことがほとんどない解となるであろう。塑性解析または降状線解析は、構造形式に適したときに採用してよい。

塑性解析または曲げモーメントやせん断力の再配分を認めるような方法は次のような時にのみ使ってよい。

- (a) 構造形式および材料は適切な極限状態の下で十分な変形耐力を有しており、また、繰返し荷重によるシェイクダウンによって、強度の低下をもたらすことのないこと。
- (b) 曲げによる塑性化の進展が、せん断抵抗、ねじり抵抗あるいは軸方向強度における不確定な低下の原因とならないこと。
- (c) 支点や支持構造物は弾性理論により計算した反力に耐え得ること。
- (d) たわみによる形状変化が荷重効果に影響しないこと。または、影響する場合にはこれが十分考慮されていること。条件(a)と(b)は、B S 5 4 0 0の設計編に示されている該当する方法の各々に合致していると想定してよい。終局限界状態の解析において、構造物の剛性は、横断面の公称寸法およびB S 5 4 0 0に規定された弾性係数に基づいてもよい。あるいはせん断遅れ、板の面以外への変形、コンクリートのひび割れ、ずれ止めの滑り等の影響を考慮して剛性を修正してもよい。いずれの方法が選択されようとも、矛盾のないようにするものとする。せん断遅れを考慮する場合は、梁と協力して働くコンクリート床版または、鋼床板の幅はB S 5 4 0 0の該当する節に従って決定すればよい。

有効支間長は8.5.に定義したように仮定するものとする。

8.2.2. 使用限界状態

使用限界状態に対して適当な規定設計荷重による荷重効果は弾性解析によって計算するものとする。もし、幾何寸法の変化が荷重効果に重大な影響を及ぼさないならば 8.2.1. に仮定された断面性能に基づいた線形解析を用いてよい。

ひび割れとかクリープ、第3, 4, 5編に示された構造物のその他の予想可能変形による剛性の低下に対しては、適当な余裕を有する場合には、非線形解析を用いてもよい。また、幾何寸法の変化が荷重効果に重大な変化をもたらすときは、非線形解析を使うものとする。使用する方法は釣合い条件(8.2.1参照)形の適合条件を満足することとする。反力や応力の分布に影響するような、架設方法に対しては、構造物の静定および不静定の両形式に対し余裕をもたせるものとする。

有効支間は8.5.の定義に従うものとする。

橋梁の部分についてのみ解析する際には、その部分の境界部分あるいは、支点の剛度を正確に表現するように理想化されているか、または、それらの解析における誤差がその解に重大な影響をほとんど及ぼさないと考えられるよう領域から十分離しておくものとする。境界部分は解析から得られた境界反力を伝達するように設計することとする。

② A A S H T O²⁾

1.7.55 設計理論

モーメント、せん断力および他の力は、1.7.59(A)(3)を除いて構造物の弾性挙を仮定することにより決定される。

計算された最大強度が、1.2.22に規定されたそれぞれの荷重係数を乗じた設計荷重によって生じる影響（曲げモーメント、せん断力など）と少なくとも等しくなるように部材は1.7.59～1.7.71に規定された方法により決定する。

使用荷重による挙動は、1.7.72～1.7.74によって照査しなければならない。

1.7.56 仮 定

- (1) 曲げ部材のひずみは、中立軸からの距離に比例すと仮定する。
- (2) 使用されている鋼種の降伏強度 F_y 以下での鋼の応力度は、ひずみに 29000000psi (199948MPa) を乗じたものである。降伏強度 F_y を越えた場合応力度は、ひずみに無関係に降伏強度 F_y に等しいと考える。ずれ止めが負の曲げモーメント領域において合成作用を保証するとした場合、この仮定はコンクリート床版の橋軸方向鉄筋に対しても適用できる。
- (3) 合成梁のコンクリート床版における圧縮応力度は、最大強度においてひずみに無関係で、 $0.85f_c$ に等しいと仮定する。
- (4) コンクリートの引張強度は、たわみ計算においては無視する。

③ カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準³⁾

3.4.1 限界状態に対する解析

すべての限界状態の解析に、線形弾性理論を用いるものとする。本規準の他章において特に許されない限り、非線形解析法の使用には承認を必要とする。

④ 鋼構造物設計指針

4.1 構造解析

- (1) 構造解析においては、構造に応じた適切な境界条件および構造モデルを選定するものとする。
- (2) 構造解析にあたっては、微小変位のはり理論あるいは板殻理論を用いて線形解析を行うこいを前提とする。ただし、責任技術者が必要と認める場合には非線形構造解析を行うものとする。
- (3) 電算機を使用して構造解析を行う場合には、計算に用いるプログラムの適合性について十分配慮するものとする。

⑤ コンクリート標準示方書

5.2 断面力の算定

5.2.1 終局限界状態を検討するための断面力の算定

- (1) 断面破壊の終局限界状態を検討するための断面力の算定には、線形解析を用いてよい。
- (2) 線形解析以外の方法を用いる場合は、その解析方法の妥当性を確かめなければならない。
- (3) 連続はり、連続スラブ、ラーメン等の支点あるいは節点上の曲げモーメントは、線形解析の値の最大15%の範囲内で再分配を行ってもよい。その場合、すべての断面の曲げモーメントは再分配する前の値の70%以上とする。また、すべての断面における鉄筋比を釣合鉄筋比の50%以下としなければならない。
- (4) 通常の変位、乾燥収縮、クリープ等の強度変形による断面力は無視することができる。その場合、すべての断面における鉄筋比を釣合鉄筋比の50%以下としなければならない。

4.2 地震の影響を考慮する場合の解析

地震の影響については、道示 V 耐震設計編によるものとする。

複合構造斜張橋の耐震設計は責任技術者にゆだねられるが基本的には動的応答解析を行うものとする。

[解説]

複合構造斜張橋は実績が少なく、しかも減衰定数の異なる部材で構成されるということより、基本的には動的応答解析を行うことを原則とした。

後に、鋼橋技術研究会・複合構造部会 昭和61年度研究報告書における全体考察を示す。

鋼橋技術研究会・複合構造部会 昭和61年度研究報告書
における全体考察

(1) 主塔材料の差異による影響

(a) 主桁変位

主塔をコンクリートとすることにより、系全体の橋軸方向の剛性が高まることおよび鋼に比べ高い減衰効果を有することにより、最大応答水平変位は小さくなる。しかし鉛直変位は主塔を鋼にした場合の方が小さい傾向にある。

(b) 主塔曲げモーメントおよび反力

主塔がコンクリートの場合、鋼に比べ曲げモーメントは大きくなる。しかし、主桁の水平変位を主塔位置で拘束したケース（Case-3）では他のケースに比べてその差は顕著でない。このケースの場合、主塔の材料如何よりも主桁の重量に依存する傾向にあり、これは水平反力についてもあてはまる。

(2) 主桁材料の差異による影響

主塔がコンクリートの場合、水平変位および主桁と主塔との交差部の曲げモーメントについては、主桁が鋼であってもコンクリートであっても差は見られない。ただし、左支点で水平固定したケースの水平反力および主塔交差部で固定したケースにおける主塔基部の水平反力と曲げモーメントについては主桁重量に大きく依存する傾向がある。

(3) その他

- (a) 典型的な複合斜張橋である主塔：コンクリート、主桁側径間：コンクリート主径間：鋼とした Type-2.6 は静的解析における最適支間比に近い Type-6(1:3.2:1)のほうが主桁重量が小さく、このため主塔曲げモーメント、水平反力を小さくでき耐震設計上からも複合形式の特徴を活かすことができる。
- (b) フローティングタイプは、主塔位置で水平拘束する場合に比べ主塔基部の曲げモーメント、水平反力が小さくなり耐震上有利といえるが、一方主桁の水平変位が他の2ケースに比較してかなり大きく、伸縮装置等設計上の検討工夫が必要となる。
- (c) 今回の検討テーマの一つであった支間比の異なる主桁複合形式の2タイプ(Type-2.6)で大差のない結果が得られたこと、また主桁が鋼か複合形式かによっても動的な影響が少ないことから、実施設計段階での個々の対処(伸縮装置等)により静的解析での結果をもとに支間割、各部構造物の仕様区分等を決定しても実用上大きな問題はないと考えられる。

4. 3 疲労に対する解析

繰り返し荷重による応力範囲の大きな部材は、疲労荷重による解析を行なって疲労強度を満足する詳細構造を選ばなければならない。この場合の断面力の算定は線形解析によることを原則とする。

[解説]

道路斜張橋で変動荷重による応力範囲が大きくなるのは、輪荷重に対する鋼床版および自動車荷重または風荷重に対するケーブルなどである。斜張橋の補剛桁は全荷重の中で活荷重の占める割合が大きいので、必要に応じて疲労に対して照査する必要がある。特に複合斜張橋の補剛桁の鋼とコンクリートの継手部は発生応力を正確につかむことが難しく、また、応力集中を起こす構造となり易いので注意する必要がある。

以下、複合斜張橋の各項目ごとに疲労に関する考察を行なう。

(1) 床版について

鋼およびコンクリートの道路橋においては一般的に疲労に対する照査を行なわない。しかし、活荷重が直接載荷される床版については疲労の影響を考慮して、両者とも鉄筋および鋼材の許容応力度の制限や荷重の割増しをしており、数値的にも整合性のとれたものとなっている。また、プレストレストコンクリートの場合はフルプレストレスとしている。よって、複合斜張橋の床版の疲労に対する照査は、鋼およびコンクリートのそれぞれの基準に準拠して行なうことで問題はないと考えられる。

(2) 継手部について

複合斜張橋の継手部において疲労が問題となるものにスタッドがあげられる。設計荷重時において継手部がフルプレストレスに近い状態である場合には、変動荷重によってスタッドに生じる繰返し応力は小さいので、疲労に対する照査は省略しても問題ないと考えられる。ただし、パーシャルプレストレスまたは変動荷重の占める割合が大きい場合などは疲労の照査をする必要があり、鋼とコンクリートとの合成鉄道橋のスタッドの許容耐荷力の式（国鉄建造物設計標準解説、鋼鉄道橋・鋼とコンクリートの合成鉄道橋、土木学会、昭和58年5月）を用いるのもひとつの方法である。

(3) ケーブルについて

斜張橋のケーブルと吊橋のケーブルを比較すると、活荷重によるケーブル応力の変動は斜張橋の方が大きくなるが、2次応力についてはケーブル径が小さいことと、一般にサドルやケーブルバンドを用いないことから斜張橋の方が小さくなる。

また、鋼斜張橋とPC斜張橋を比較すると、桁自重が大きいPC斜張橋の方がケーブル張力に占める死荷重の割合が大きいことから、活荷重の変動応力が小さく、サグが小さくなるので2次応力も小さくなる傾向となる。

「上部構造設計基準・同解説（本州四国連絡橋公団、昭和55年6月）」においては、ケーブルの許容応力度をこれまでの実績と次にあげる点を考慮して 64 kg/mm^2 としている。

①引張強さに対して少なくとも2.5の安全率を有する。

②降伏点に対して約2.0の安全率を有する。

③2次応力を含めたケーブルの最大応力は引張強さに対して約2.0の安全率を有する。

また、「PC斜張橋上部工設計指針（案）、（PC斜張橋に関する調査研究報告書（財）海洋架橋調査会、昭和56年3月）」においても、ケーブルの許容応力度について詳細に記述されており、ここでもケーブルの許容値を引張強度の $1/2.5$ としている。

ところで、道示Ⅱ鋼橋編では、ケーブルの安全率を3.0としているので、主な鋼斜張橋とPC斜張橋の設計強度を比較して表-解4.3.1に示す。PC斜張橋についてはばらつきが大きいため国外のものも含めて資料を多くした。これによると、主な鋼斜張橋のケーブルの安全率は2.5であり、国内で施工されたPC斜張橋の半数以上は同様に安全率を2.5としている。なお、PC斜張橋でのばらつきが大きいのは、プレストレス用鋼材の関連で国外から購入するケーブルが多く、その国の規準に従っていることが原因と考えられる。

ケーブルの許容応力度を小さくすることは、ケーブルの径および重量を大きくし、サグを増加させ見かけのヤング係数を低下させることに結びつく。よって、ケーブル張力変動によるサグ変化が大きくなり、それに伴って定着部の角度変化が大きくなる。また、風または走行車両による振動に対してもケーブルの2次応力が大きくなる結果となる。このように、許容応力度を小さくすることが必ずしも橋梁全体の安全性を高めることにはならない。このことと、諸外国の規準とも照らし合わせて2.5の安全率が採用されているものと思われる。

これらから、複合斜張橋においてもケーブルの安全率に2.5を採用しても問題ないと考えられる。ただし、 $\sigma_{min} / \sigma_{max}$ の値が小さく疲労について照査をする必要のある場合は、表-解4.3.2に示すような既存の規定を参考にして許容値の低減をはかる必要がある。

表-解4. 3. 1 斜張橋のケーブルの設計強度

	橋 梁 名	主 径 間 (m)	許 容 応 力 度 (kg / mm ²)	引 張 強 さ (kg / mm ²)	応 力 振 巾 $\Delta\delta$ (kg / mm ²)
鋼 斜 張 橋	名港中央大橋	590.0	0.4 σ_{Pu}	160	12.0
	生口橋	490.0	0.4 σ_{Pu}	160	9.0
	東神戸大橋	485.0	0.4 σ_{Pu}	160	13.0
	岩黒島橋	420.0	0.4 σ_{Pu}	160	12.0
	名港西大橋	405.0	0.4 σ_{Pu}	160	15.0
	大和川橋	355.0	0.4 σ_{Pu}	160	12.1
	安治川橋	350.0	0.4 σ_{Pu}	160	—
コ ン ク リ ト 斜 張 橋	Barrios de Llna 橋	440.0	0.45 σ_{Pu}	166	—
	Brotonne橋	320.0	0.42 σ_{Pu}	145	—
	Pasco Kennewick 橋	298.7	0.45 σ_{Pu}	—	9.0
	呼子大橋	250.0	0.4 σ_{Pu}	190	11.3
	青森大橋	240.0	0.4 σ_{Pu}	190	13.2
	新猪名川大橋	199.0	—	—	8.0
	東名足柄橋	185.0	—	—	11.0
	東光大橋	140.0	—	—	—
	白屋橋	124.3	0.33 σ_{Pu}	166	4.3
	布施田浦橋	113.4	0.4 σ_{Pu}	175	—
	碓氷橋	110.2	—	—	—
	新綾部大橋	110.0	0.33 σ_{Pu}	120	—
	上妻橋	104.0	—	—	—
	大檜沢一号橋	101.0	0.4 σ_{Pu}	190	—
	松ヶ山橋	96.0	0.42 σ_{Pu}	120	—
	衝原大橋	86.3	0.4 σ_{Pu}	168	—
	小本川橋	85.0	0.6 σ_{Pu}	190	—
	新門司大橋	74.4	0.4 σ_{Pu}	190	—
	Eimeikan Bridge	67.0	0.33 σ_{Pu}	190	—
	やすらぎ橋	63.5	0.33 σ_{Pu}	165	—
一本杉橋	56.5	0.4 σ_{Pu}	190	—	
錦岡第3跨道橋	52.0	0.4 σ_{Pu}	190	—	

表-解4. 3. 2 ケーブルの設計法に関する各国の規準 (平行線ストランド)

分 類		道路標示方書 (1980)	ASCE Recommendation (1977)	本州四国連絡橋 公団基準案 (1978)	DIN 1073 (1974)	大和川橋	アルゼンチン (Zarate/Parana 橋の場合)	ユーゴスラビア (Save 橋の場合, 1979)
引張強さ	ワイヤー (素線)	160 kg/mm ² 以上 (平均 165 kg/mm ² 以上)	—	160 kg/mm ² 以上 180 kg/mm ² 以下	公称引張り強度(β_N)は160kg/mm ² を超えないこと	道路標示方書による	170 kg/mm ² (1977)	170 kg/mm ²
	ストランド	(ワイヤーの引張強度) × 0.95	—	—	—	—	—	—
弾 性 係 数		2.0 × 10 ⁶ kg/cd	1.97 × 10 ⁶ kg/cd ~ 2.00 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd	1.95 × 10 ⁶ kg/cd	2.0 × 10 ⁶ kg/cd
許 容 応 力 度		保証破断力の $\frac{1}{3}$	<ul style="list-style-type: none"> 保証破断力の38%~40% (61~64kg/mm²) Hi-Amアンカーを用いた場合は, 保証破断力の45% (=74kg/mm²) 	$\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_H = 0.45 \beta_N$ または $\sigma_H = 0.57 \beta_{a,2}$ $\sigma_{HZ} = 0.50 \beta_N$ または $\sigma_{HZ} = 0.75 \beta_{a,2}$ H=主荷重 ; Zは従荷重 $\beta_{a,2}$; ワイヤーの0.2%伸び限界強度 $\sigma_a = 72 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = 83 \text{ kg/mm}^2$ (常時) $\sigma_a = 93 \text{ kg/mm}^2$ (異常時)	DIN 1073に準拠
安 全 率		3	2.6 ~ 2.5 (≒ 2.2 Hi-Amの場合)	2.5	≒ 2.2	2.5	2.05 (常時), 1.82 (異常時)	2.2
疲労に対する照査		—	—	ワイヤーの場合 $\sigma_{fa} = \frac{30}{1-k}$ ケーブル定着部の場合 $\sigma_{fa} = \frac{15}{1-k}$ ただし許容応力度以下 $k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$	$k < 1.18 - \frac{62.09}{\beta_N}$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895k}$ $k \geq$ " " $\sigma_{fa} = 0.45 \beta_N = 72 \text{ kg/mm}^2$ $k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$ $\sigma_a = \text{許容応力度}$	$k < 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895k}$ $k \geq 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = 64 \text{ kg/mm}^2$	$k < 0.736$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.884k}$ $k \geq 0.736$ のとき $\sigma_{fa} = \sigma_a$	DIN 1073 に準拠

* 応力変動比における活荷重ケーブル応力度の出し方

$$k = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_D + \sigma_L \min}{\sigma_D + \sigma_L \max}$$

σ_D = 死荷重によるケーブル応力度

σ_L = 活荷重によるケーブル応力度

DIN1073の場合 { 自動車荷重 — その活荷重ケーブル応力度の50%に低減
列車荷重 — 全列車荷重のケーブル応力度

本 四 基 準 { 自動車荷重 — 考慮せず
列車荷重 — 単線載荷(KS-18)によるケーブル応力度

(本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書
別冊3 樫石島, 岩黒島斜張橋に関する検討 昭和54年度3月
表4.3.2 (a)を転載

参考文献

- 1) (社) 建設コンサルタンツ協会近畿支部: BS5400 1編 総則(1978年)、
BS5400 2編 荷重の示方書(1978年)(長大橋研究委員会訳)、昭和61年8月
- 2) 長大橋技術研究会設計分科会: 米国道路示方書(訳)、昭和54年10月
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会、道路橋の限界状態設計法分科会: 道路橋の限界状態設計法に関する
調査研究報告書(I)、カナダ・オンタリオ州道路設計規準、1983年版(共通編・鋼橋編)、
1985年3月