

鋼橋技術研究会

設計部会W / G (Bグループ)

調査研究報告書

有効座屈長に関する研究

平成7年5月

## もくじ

1	はじめに	3
2	有効座屈長の決定に関する現状と問題点	4
2.1	断面設計	4
2.2	有効座屈長の決定法の現状	4
2.3	問題点	7
3	新しい算出法の提案	9
3.1	有効座屈長の定義と設計	9
3.2	新しい算出法	11
4	数値計算例	15
4.1	Y型橋脚	15
4.2	アーチ系ローゼ橋	17
5	考察	19
6	今後の検討課題	20
7	付録	21
7.1	平成7年度土木学会年次学術講演会資料-1	21
7.2	平成7年度土木学会年次学術講演会資料-2	23
7.3	アンケート調査資料	25

## 1 はじめに

わが国の設計基準<sup>1),2)</sup>は、骨組構造物を構成する部材の許容軸圧縮応力度の決定に有効座屈長の概念<sup>3)</sup>を用いている。しかし、構造物の大規模化、構造形式の複雑化している現状において、従来の方法ではあらゆる構造物に対して一義的に有効座屈長を決定することが困難であり、設計上対応仕切れない状況にある。

このため、最近、従来の方法に対して構造全体系の固有値解析を適用して断面の有効座屈長を評価することが行われる傾向にある。この方法は、ハード的には受け入れられる状況にあるが、実務上の適用については消極的であるばかりでなく、設計上種々の問題点を残していることが指摘されている<sup>4)-12)</sup>。

このような現状において、本報告では、まず設計実務者への有効座屈長に関するアンケート調査を実施し、実務レベルの断面設計における有効座屈長の取扱いおよびその算出法の現状および問題点を整理している<sup>9)</sup>。次に、固有値解析に基づいて有効座屈長を合理的に求める方法として、現在の照査体系を前提にした場合における新たな2手法を提案し、それらの有効座屈長の算出法の妥当性について、実橋レベルの数値計算例としてアーチ系ローゼ橋およびY型橋脚などの鋼構造物を取り上げて固有値解析を実施して検討している<sup>10)</sup>。

新しく提案する有効座屈長の算出法は、固有値計算を前提にする点では、従来の手法と差異はないが、固有値解析における幾何剛性の評価をする上で重要となる軸圧縮力に対して、従来の作用軸圧縮力ではなく、概略設計時に用いた断面、および有効座屈長を基に得られる限界軸圧縮力、および設計荷重時の最大軸圧縮力に着目している点が大きな特徴である。

## 2 有効座屈長の決定に関する現状と問題点

### 2.1 断面設計

現在、鋼構造物の断面設計は設計荷重の作用状態のもと、微小変位、線形弾性の仮定による骨組構造解析を用いて安全性照査を行う部材単位の設計法であり、部材強度への非線形性の影響は応力度照査式および安定照査式の強度側に考慮されている。具体的には、図-1 の手順による許容応力度設計が行われている。つまり、

- (1) : 荷重条件、構造形式などの設計条件を設定する。この設定の基、
- (2) : 構造解析に用いる断面 ( $A, I$ ) を仮定する。
- (3) : (2) の断面の基で構造解析により断面力を求める。
- (4) : (3) の断面力を用いて、例えば道路橋示方書<sup>1)</sup> (以後、道示と呼ぶ) の場合、次式の応力度照査式、安定照査式を満足するように断面計算を行い仮定断面 ( $A, I$ ) を決定する。

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bx}}{1 - \sigma_c / \sigma_{eax}} + \frac{\sigma_{by}}{1 - \sigma_c / \sigma_{eay}} \leq \sigma_{cal} \dots\dots\dots (1-a)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bax}(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1 \dots\dots\dots (1-b)$$

ここに、 $\sigma_c, \sigma_{bx}, \sigma_{by}$  は作用軸圧縮応力度、強軸、弱軸に関する作用曲げ応力度、 $\sigma_{eax}, \sigma_{eay}$  は強軸、弱軸に関する許容オイラー座屈強度、 $\sigma_{cal}$  は局部座屈に関する許容応力度、 $\sigma_{ca}$  は許容軸圧縮応力度、 $\sigma_{bax}, \sigma_{bao}$  は強軸に関する許容曲げ応力度、および許容曲げ応力度の上限値、である。

- (5) : (4) の許容応力度の計算に用いる有効座屈長は、過去の経験やノモグラフを用いて仮定する。この時、断面の材質は鋼材の板厚が適性になるよう決定する。
- (6) : (4) の計算に基づいて断面定数を修正し、構造解析を行い断面力を求める。
- (7) : (6) の断面力を用いて、式(1-b)の応力度照査式、安定照査式を満足するように断面計算を行い、設計断面 ( $A, I$ ) を決定する。
- (8) : (7) の照査に用いる有効座屈長は、特殊な構造形式の場合、(6) から得られた作用軸圧縮力を用いて固有値解析を行い決定する。この固有値解析は通常 1 回目のループのみ行われる。通常の構造形式の場合は (5) で採用した値をそのまま使用する。
- (9) : (7) の計算結果で決まった断面定数と (6) に用いた断面定数との比が  $\pm 5 \sim 10\%$  の許容誤差内に収まるまで (6), (7) を繰り返す。

### 2.2 有効座屈長の決定法の現状

前述の断面設計手順の (5)(7) 段階において、式(1-b)の許容応力度を評価するためには、部材の有効座屈長を決定する必要がある。現在、実設計において適用されている有効座屈長の算出方法は、部分構造解析法と全体構造解析法に大別できる<sup>11)</sup>。

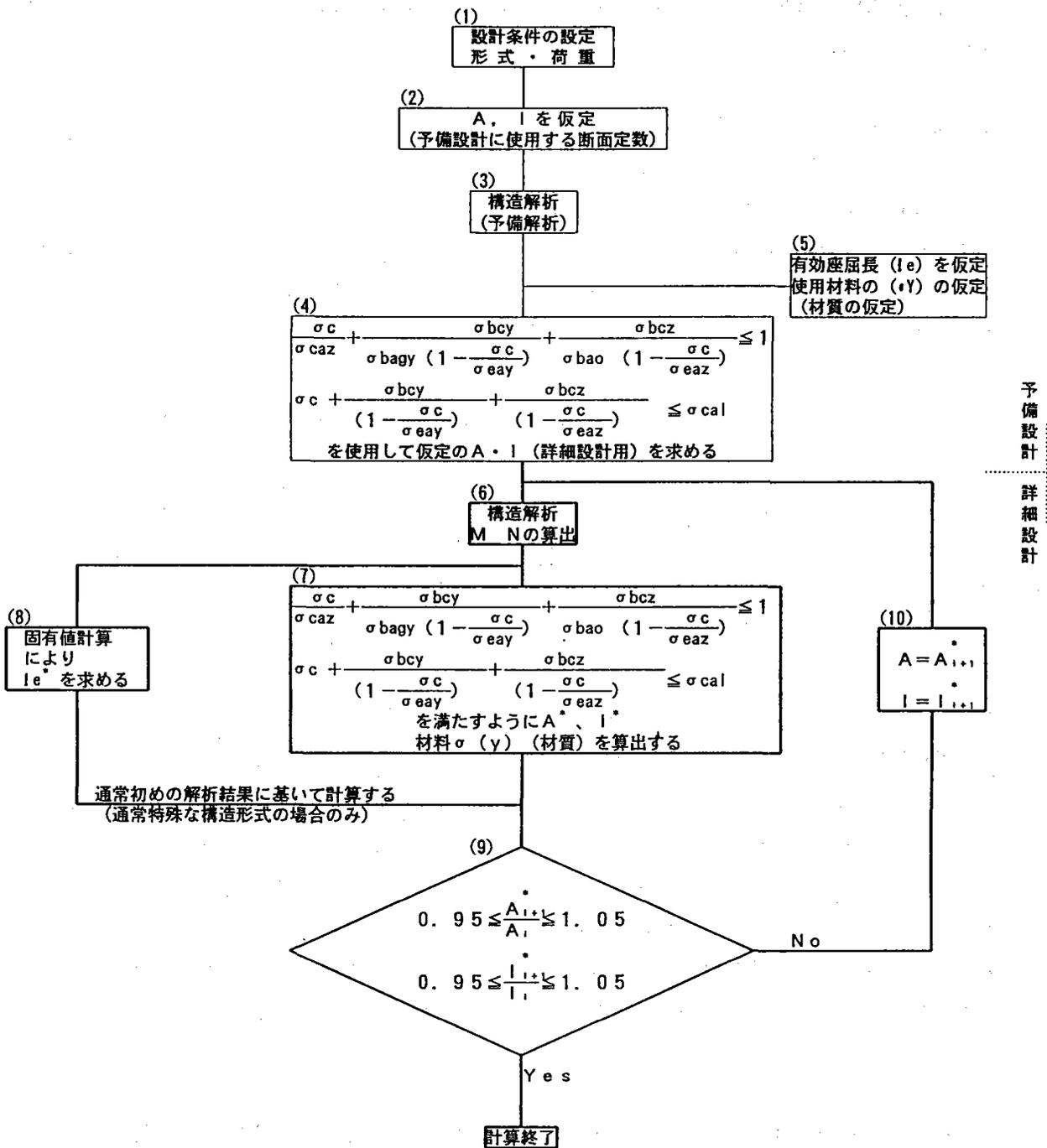


図-1 断面設計の手順

部分構造解析法： 比較的単純な骨組構造物に対して、部分構造系の基、設計基準で規定されている簡単な式や図表、ノモグラフ<sup>1),2)</sup>などを用いて有効座屈長を決定する。また、同形式の構造物の設計事例が既にある場合には、そのデータを参考にして設定することもある。

これは、現在のように電子計算機が発達していなくハード的に整っていなかった時代において、構造全体系の固有値計算は困難であり、便宜的に、しかも安全側な評価になるように配慮したものと考えられる。

全体構造解析法： この方法は、構造全体系の固有値解析に基づく方法であり、一般に部分構造解析法で設計上対処仕切れない場合に用いられている。実構造物の全体座屈強度は、実務上変形の影響を無視した接線剛性を用いた線形固有値解析により決定できることを前提に、組み合わせ荷重状態での構造解析(影響線解析)により得られる作用軸圧縮力状態における構造全体系の接線剛性行列に基づく固有値解析から分岐座屈強度を求め、曲げ剛性と座屈強度より各断面の有効座屈長を算出する方法である。現在、この方法には設計上、弾性固有値解析と有効接線弾性係数法<sup>2)</sup>(以後、 $E_f$ 法と呼ぶ。)がある。

弾性座屈固有値解析に基づく方法は、骨組モデルに対して作用軸圧縮力に依存した接線剛性行列による次式

$$|K_E(E_i, A_i, I_i) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \dots\dots\dots (2)$$

の固有値解析を行い、得られた最小固有値  $\kappa$  から座屈荷重 ( $=\kappa N$ ) を求め、次式

$$l_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_i I_i}{\kappa N_i}} \dots\dots\dots (3)$$

オイラーの座屈式から逆算する方法、あるいは得られた座屈モード形状から推定する方法であり、任意の構造物に適用できる汎用的な有効座屈長の決定方法である。ここに、 $K_E$ は微小変位理論における剛性行列、 $K_G$ は基準状態における幾何剛性行列、 $l_{ei}$ は要素iの有効座屈長、 $E_i$ は要素iの弾性係数、 $I_i$ は要素iの断面2次モーメント、 $\kappa$ は最小固有値、 $N_i$ は要素iの軸圧縮力。

一方、 $E_f$ 法は構造全体系の弾塑性分岐座屈強度を有効接線弾性係数  $E_f$  を用いて近似的に求める方法である。ここでは、作用軸圧縮力分布および変断面分布に対応して断面ごとに有効接線弾性係数  $E_{fi}$  を評価して有効座屈長を求める方法<sup>11)</sup>(以後、修正  $E_f$  法と呼ぶ。)について述べる。この方法は式(2)、式(3)の  $E_i$  を座屈強度  $\sigma_{ei}$  と柱の基準耐荷力  $\sigma_{cri}$  が一致するように次式

$$E_{fi} = \frac{\sigma_{cri}}{\sigma_{ei}} E_i \dots\dots\dots (4)$$

で修正した有効接線弾性係数  $E_{fi}$  に置き換え、繰り返し計算により有効座屈長を算出する方法である。

これらの固有値解析から得られる有効座屈長は、断面変化が少なく、軸圧縮力に支配される構造系の場合に妥当な、しかも伝統的方法に比較して有利な値を評価できる。

### 2.3 問題点

以上の有効座屈長の算出法について、実際に設計技術者にアンケート調査を実施した。その結果をまとめると次のようになる。

1. 部分構造解析法により有効座屈長を求める方法は、容易に扱える反面、次のような問題点が指摘されている。
  - a) 適用範囲に限界があり、複雑な形式の構造物の設計に用いるのは困難である。
  - b) 複雑な構造物、大規模構造物あるいは座屈設計例の少ない構造物に対しては、有効座屈長の算出に関して明確な指針が存在しておらず、算出方法の決定が設計者の判断に委ねられている。
  - c) 得られる許容軸圧縮応力度は、一般に安全側過ぎる評価になってしまう傾向がある。
2. 一方、固有値解析に基づく方法は、数値計算上のハード面およびソフト面の発展および普及を背景に、構造物の座屈に影響する構造形式、断面変化、拘束条件および荷重条件などを容易に考慮できることから最近多用される傾向にあるが、実務上主に以下の問題点が指摘されている。
  - a) 弾性固有値解析法、 $E_f$ 法ともに、作用軸圧縮力の小さな部材において、有効座屈長が極端に長くなる。その結果、圧縮強度を過小評価してしまうか、または限界細長比を越えてしまい設計不可能となる場合がある。
  - b) 弾性固有値解析は通常数ケースの固定荷重状態でしか行われぬのに対して、断面力解析は影響線荷重状態で行われるので、有効座屈長を算出するときの荷重状態と部材断面の支配的な荷重状態が異なるという矛盾が生ずる。そのため、固有値解析を実施するときの荷重の強度と載荷状態を設定するのが困難である。
  - c) 変断面部材の場合に、応力照査断面ごとに有効座屈長を変化させて設計するのは繁雑である。
  - d)  $E_f$ 法については、この方法を吊橋主塔以外の一般構造物にもそのまま適用してよいかという疑問が残る。また、解の収束の安定性に問題がある。
  - e) 固有値解析として、数学的には解が得られるものの、物理的な現象を明確に説明することが困難である。

なお、アンケート調査の詳細については、付録 7.3 のアンケート調査資料を参照していただきたい。

上記の問題点において、2.b) については、ここで提案する新たな手法の一つが、影響線荷重状態を考慮した上で固有値解析を行っており、指摘されているような矛盾を解決しているものと思われる。

次に、問題点 e) について考えるために、図-2 に示すような断面諸元を持つ Y 型橋脚を取り上げる。外力は鉛直集中荷重とし、その大きさは設計荷重ではなく  $P = 10000t$  の単位荷重を用いることにする。また、この荷重載荷位置は左柱頂部の A 点であり、柱 ①、②、③ が軸圧縮力支配になるように作用させている。

この荷重条件の下で構造解析を行い、得られる軸圧縮力を用いて式 (1-b) の弾性固有値解析を実施すると、その最小固有値は  $\lambda = 7.125$  となり、図-3 のような座屈モードを得る。また、同時に

このモデルの弾性有限変位解析を行い、荷重-変位挙動を示したのが図-4である。本モデルは非対称構造であるため、はじめから水平変位が生じており、荷重の増大とともに  $\lambda=7.125$  の前後において、急に変形性能が低下し、後座屈経路に移っている。このように、固有値解析から得られた座屈強度と、有限変位解析より得られる崩壊荷重との間には何らかの密接な関係があるものと類推される。

部材 番号	A ( $m^2$ )	I(面内) ( $m^4$ )	I(面外) ( $m^4$ )	J ( $m^4$ )	使用 材料
1	0.264	0.180	0.323	0.347	SM490Y
2	0.341	0.208	0.406	0.419	SM490Y
3	0.341	0.208	0.406	0.419	SM490Y
4	0.295	0.185	0.373	0.394	SM490Y
5	0.295	0.185	0.373	0.394	SM490Y
6	0.471	0.650	0.597	0.875	SM570

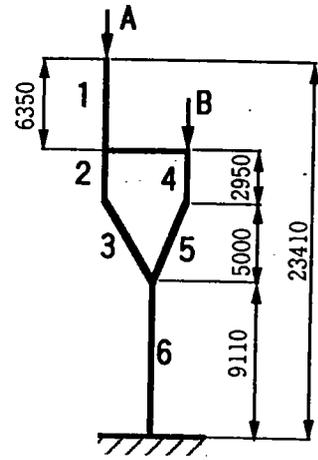


図-2 Y型橋脚の断面諸元

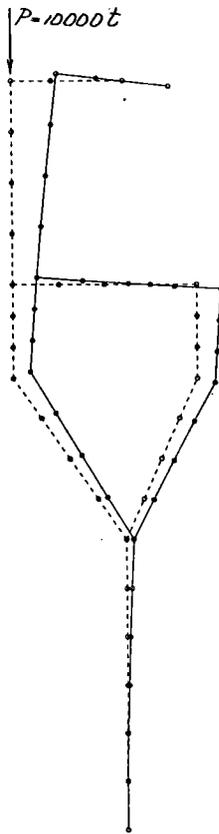


図-3 座屈モード

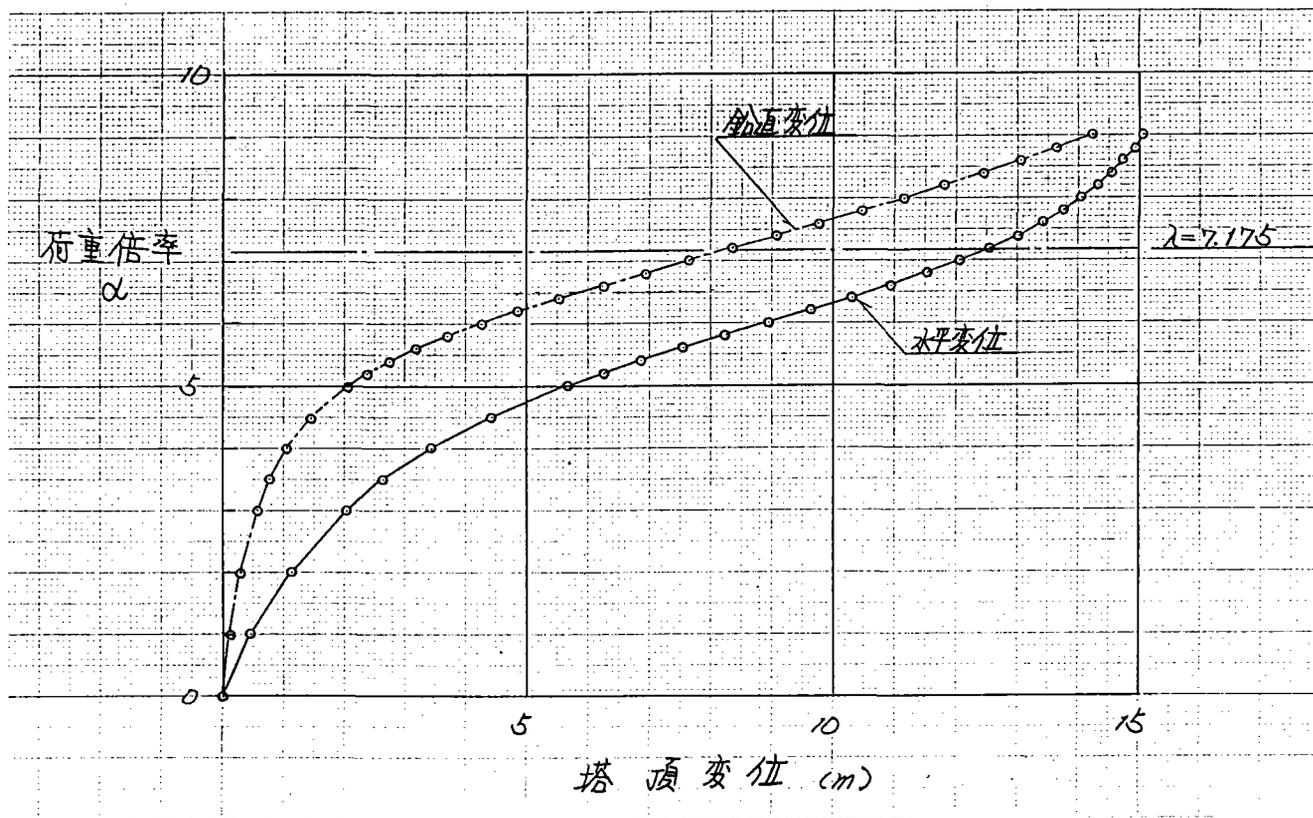


図-4 弾性有限変位解析による荷重-変位曲線

### 3 新しい算出法の提案

#### 3.1 有効座屈長の定義と設計

現行基準の許容軸圧縮応力度は、両端単純支持、一様断面、一様軸圧縮力の単一圧縮部材の座屈応力度を基準にして定められている。したがって、単純支持以外の境界条件をもつ圧縮部材、断面が変化する圧縮部材、さらには軸圧縮力が変化する部材に関しては、基準となる条件に等価になるように換算した仮想の長さを有する圧縮部材により対処している。この仮想の長さを有効座屈長と呼ぶことは周知のとおりである。

いま、固有値解析による有効座屈長の算出法について、変断面片持ち柱およびラーメン構造を対象にして具体的に考えてみる。図-5 の変断面片持ち柱の場合、鉛直荷重  $P$  による作用軸圧縮力  $N$  は一様分布であり、この軸圧縮力を考慮して式(2)の固有値解析から得られる最小固有値  $\kappa$  の基、各部材要素の座屈強度  $N_{cr}(=\kappa N)$  も一様となるため、式(3)から明らかなように曲げ剛性の違いにより得られる(e)(f)のような有効座屈長  $l_{e1}, l_{e2}$  を有する換算部材① ②として、柱の基準耐荷力曲線から限界強度  $N_u$  が決定される。この時、(g)のように限界強度は一様ではなくなる<sup>13)</sup>。

同様に、軸圧縮力が変化する例として鉛直荷重と水平荷重の組み合わせ荷重を受け、一様断面部材から構成された図-6 のような門型ラーメンを考える。この場合、(b) から判るように、左柱は右柱に比べて軸圧縮力は小さく、しかも柱基部ほどその傾向は著しい。したがって、得られる座屈強度  $N_{cr}$  は一様でなくなるため、一様断面であっても左柱基部②の有効座屈長が他の要素に比べて長くなり、変断面部材の場合と同様な限界強度分布となる。

このように、変断面部材の大断面柱基部では、断面が大きく限界強度に余裕があるにもかかわらず、また他の部材に比べて小さな軸圧縮力が作用する柱基部では、結果として柱要素①より限界強度を低く評価してしまう矛盾を含んでいる。このような不合理な有効座屈長となる部材に対する設計上の簡便な具体的対策法として

1. 曲げ部材として断面設計。
2. 適切な数値による有効座屈長の頭切り。
3. 変断面部材を一様断面に換算した圧縮部材として断面設計。
4. 変化する軸圧縮力を一様軸圧縮力に換算した圧縮部材として断面設計。
5. 高次固有値、固有モードの適用。

が考えられる。

図-5において、鉛直荷重のみが作用するのであれば本来変断面設計は行わない。このような断面変化を行うのは、例えば、図-7 (c) のような水平荷重との組み合わせ荷重の場合である。つまり、鉛直荷重のみを受ける片持ち柱であれば一様断面部材(a)、水平荷重のみを受ける場合であれば、曲げモーメントに抵抗するように柱基部の断面を補強した変断面(b)が最適となるはずである。したがって、(c)の変断面柱に鉛直荷重のみが作用する(d)(e)として柱基部の座屈設計を行うところに困難が生じている。このような場合、1. の対策法のように柱基部は曲げ部材として設計できる可能性がある。問題は、任意の構造物を構成する部材に対して圧縮部材であるか、曲げ部材であるかの判断が難しいことである。

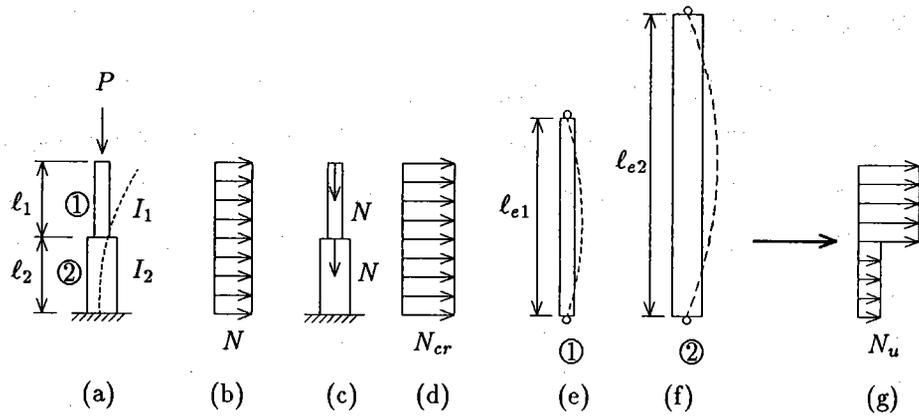


図-5 変断面片持ち柱の有効座屈長と限界強度

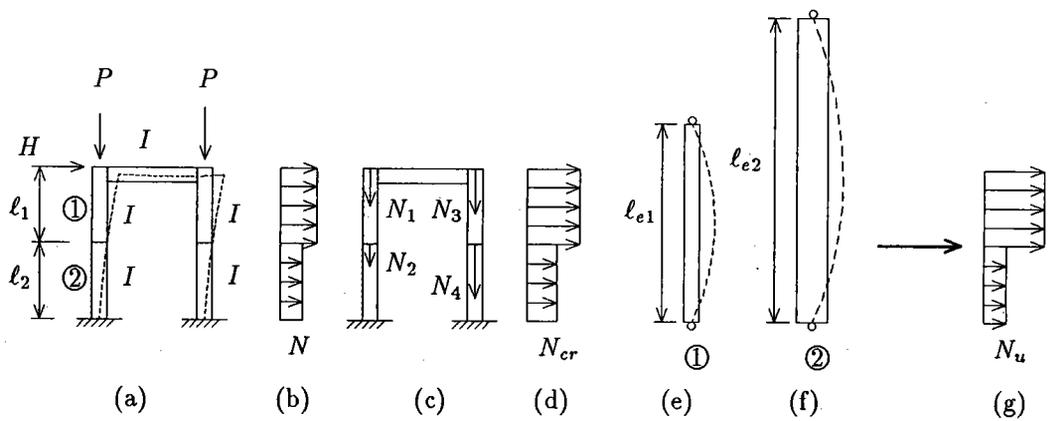


図-6 門型ラーメン構造の左柱の有効座屈長と限界強度

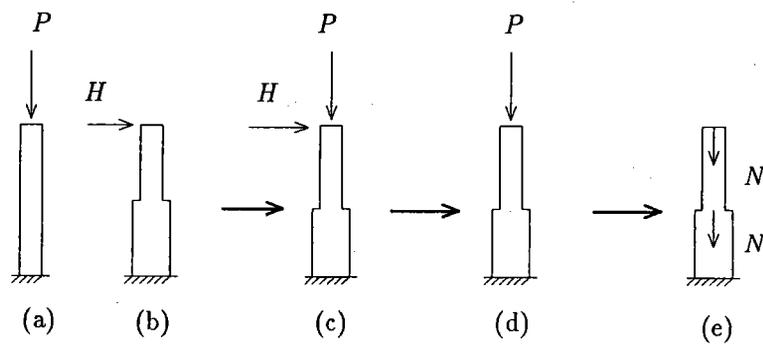


図-7 変断面部材の設計

また、図-6のように小さな軸圧縮力が働き、有効座屈長が極端に長くなる時、式(1-b)よりの安定照査をする必要があるかどうか疑問が残る。この場合、2.の方法のように実用上適切な有効座屈長の限界長さを規定し、頭切りしても十分と考えられる。しかし、この限界値を構造系に対して一義的に与えることが可能かどうか不明である。

3.4.については、実際に断面が変化する部材や軸圧縮力が変化する部材について一様断面・一様軸圧縮力との対比から有効座屈長を評価するのが難しい。

これまで述べてきた固有値解析では、暗黙のうちに最小固有値を対象にしてきたが、構造物を構成する部材単独の座屈に注目し、対応する高次の固有値を用いて有効座屈長を求める方法が、5.の対策法である。最近、特に複雑な構造や大規模構造に適用されている。しかし、軸圧縮力分布や剛性分布の複雑な構造系の着目部材を支配する座屈モードの判定が困難になる。

一般的なはり一柱部材の座屈設計では、これまでの多くの研究成果を基に精度の高い経験式である式(1-b)の2軸曲げを受けるはり一柱の相関式などを照査式として用いている。この照査式は、はり一柱の最悪荷重状態に対して常に安全側の強度評価を与える必要があるため、曲げモーメントが零の場合の照査式は純圧縮状態の耐荷力を評価していなければならないため、許容軸圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ は上述の軸圧縮力のみを受ける圧縮部材として決定される。構造全体系の固有値解析は、この純圧縮状態に対する有効座屈長を評価するために適用されている。また、付加曲げの影響項における許容オイラー座屈強度 $\sigma_{ea}$ にもその有効座屈長が用いられる。ただし、この照査式で与えられる強度限界と部材を組み合わせて作られる構造全体の座屈強度との間には、直接的な関係はない。

### 3.2 新しい算出法

構造全体系の固有値解析により有効座屈長を求める方法は、得られる最小固有値が、その構造系に対して1つ存在するだけで、各断面ごとに存在するのではない。したがって、この固有値を用いて式(3)から各断面の有効座屈長を評価することは可能であるが、2.3節で述べたような疑問が生じている訳である。

以上のことを踏まえて、まず提案する有効座屈長の算出法の第1の方法は、荷重条件に依存しない方法<sup>8),12)</sup>である。これまでの方法が設計荷重下での作用軸圧縮力を接線剛性行列の軸圧縮力に用いているのに対して、各断面の限界軸圧縮力を用いる方法をとっている点に特徴がある。これは、固有値解析が構造全体系と各部材が同時に座屈する条件を前提にしていること、部材単位の照査体系における純圧縮状態に対する有効座屈長を算出していることなどから、設計荷重下での作用軸力分布を用いるのではなく、その保有する限界軸力分布に等価となるように調整された軸圧縮力を用いる必要があるとの認識に立っている。この場合、厳密な限界軸圧縮力が与えられれば得られる最小固有値は、 $\kappa=1$ となる。

この提案法は、荷重形態として何種類も考慮する必要はなく、唯一の荷重形態の下で弾性固有値解析を1回行えば良い。また荷重形態を決定するとき、設計者の恣意が入り込む余地もそれほどなく、図-1の設計手順において、(5)段階での有効座屈長を用いて柱の基準耐荷力曲線より得られる限界軸圧縮力を、(8)段階における軸圧縮力として用いるだけであり、大きな修正を必要とせず、計算機の中にサブルーチンとして取り込むことも比較的簡単であり、従来の設計業務の流れを崩さずにすむ。

第 2 番目に提案する方法は、設計荷重下すなわち影響線載荷を行った際の軸圧縮力の最大値（引張り力の場合はゼロとする）を各部材に導入して固有値解析を行う方法である。2.3 で述べているように、断面力解析は影響線荷重により実施されている。もし、圧縮力で部材が決定されているならば、その時の圧縮力を各々の部材に載荷することにより、適切な有効座屈長が得られるものと期待される。なお、固有値解析を実施した際の荷重状態は、実際の荷重状態を再現してはいないものの、各部材断面にとっては最も不利な軸圧縮力が作用していることになる。また、現在の設計業務においては、影響線荷重下での各断面の軸力は簡単に取り出すことができ、何等プログラムを変更することなく本手法を適用することができる。

## 4 数値計算例

ここでは、前節で提案した有効座屈長の新しい算出法の妥当性を実設計に採用されている方法と比較しながら検討する。対象とする構造は、高速道路における Y 型橋脚とアーチ系ローゼ橋である。

### 4.1 Y 型橋脚

まず、図-2 に示した Y 型橋脚について考える。固有値解析に用いる軸圧縮力は

- 1-a 法 : A 点にのみ鉛直荷重を載荷した時の軸圧縮力。
- 1-b 法 : B 点にのみ鉛直荷重を載荷した時の軸圧縮力。
- 1-c 法 : 設計荷重である (D+L) を作用させた時の軸圧縮力。
- 1-d 法 : 設計荷重である (D+W+T) を作用させた時の軸圧縮力。
- 2 法 : 設計荷重である (D+L) を作用させた時の軸圧縮力の最大値。
- 3 法 : あらかじめ各部材の有効座屈長を  $L=2.2H$  と仮定し、  
道路橋示方書の基準耐荷力曲線より求めた限界軸圧縮力。

の 5 ケースについて検討した。それぞれの解析方法により得られる最小固有値から座屈荷重を求め、これより得られる有効座屈長を表-1、表-2 に示す。さらに、応力照査時に現れる項  $\sigma_c/\sigma_{caz}$  と  $1/(1-\sigma_c/\sigma_{ea})$  の値も表に示した。なお、表中のアンダーラインが引いてある項は、大きい方の値を有効座屈長として採用する。

各解析方法より得られる有効座屈長に注目すると、面内座屈では 40.3m から 48.4m の範囲にあり、約 2 割程度の開きがある。新たに提案した 2 方法が、従来の方法によるものよりも長めの有効座屈長を与える傾向にあることがわかる。次に面外座屈では、38.9m から 48.5m の範囲内にあり、約 2.5 割程度の開きがある。面内座屈の場合とは異なり、(1-c) 法が最も長めの有効座屈長を与えている。ここで提案した 2 つの方法は若干の差異はあるものの、面内座屈と面外座屈ともにほぼ同じ有効座屈長を与えていることがわかる。

次に、有効座屈長が照査式に与える影響について調べる。面内座屈については、表-1 に示すように、有効座屈長では約 2 割程度の開きがあるものの、 $\sigma_c/\sigma_{caz}$  においては約 1 割程度の開きが見られる。一方、面外座屈においては、有効座屈長で約 2.5 割程度の開きが見られたが、 $1/(1-\sigma_c/\sigma_{ea})$  においては大きな差異は見られない。このように、本モデルでは、照査式における有効座屈長の影響はそれ程敏感でないことがわかる。

表-1 Y型橋脚の面内座屈時の有効座屈長

解析方法	有効座屈長(m)						$\sigma_c/\sigma_{caz}$					
	部材番号						部材番号					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
(1-a)	25.5	26.9	28.1	-	-	<u>48.4</u>	0.206	0.123	0.116	-	-	0.196
(1-b)	-	-	-	17.6	18.0	<u>33.7</u>	-	-	-	0.152	0.152	-
(1-c)	29.3	35.7	37.0	29.8	29.9	40.5	0.213	0.135	0.127	0.171	0.171	0.184
(1-d)	36.8	30.4	32.5	26.4	28.5	45.7	0.230	0.127	0.121	0.165	0.169	0.192
(2)	31.0	34.5	36.0	31.0	31.0	41.5	0.217	0.133	0.126	0.173	0.173	0.185
(3)	34.0	32.8	31.6	30.4	29.0	40.3	0.224	0.130	0.120	0.172	0.170	0.183

表-2 Y型橋脚の面外座屈時の有効座屈長

解析方法	有効座屈長(m)						$1/(1-\sigma_c/\sigma_{ea})$					
	部材番号						部材番号					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
(1-a)	35.7	39.2	41.1	-	-	<u>48.5</u>	1.035	1.023	1.023	-	-	1.060
(1-b)	-	-	-	26.2	26.7	<u>33.9</u>	-	-	-	1.014	1.014	-
(1-c)	40.6	51.7	53.5	43.7	44.0	40.2	1.046	1.040	1.040	1.039	1.039	1.040
(1-d)	47.7	41.1	43.8	36.3	39.1	42.4	1.065	1.025	1.027	1.026	1.031	1.045
(2)	40.0	47.0	49.0	42.5	42.5	38.9	1.045	1.033	1.034	1.036	1.036	1.038
(3)	43.9	43.4	41.5	42.2	40.1	40.4	1.055	1.028	1.024	1.036	1.032	1.041

## 4.2 アーチ系ローゼ橋

次に、図-8に示したアーチ系ローゼ橋のアーチリブについて考える。なお、使用材料はSM490である。固有値解析に用いる軸圧縮力は次の5ケースについて検討した。

- 1-a 法 : 設計荷重である (D+L) を全載荷させた時の軸圧縮力。
- 1-b 法 : 設計荷重である (D+L) を半載荷させた時の軸圧縮力。
- 2 法 : 設計荷重である (D+L) を作用させた時の軸圧縮力の最大値。
- 3-a 法 : あらかじめアーチリブの有効座屈長をパネル要素長と仮定し、道路橋示方書の基準耐荷力曲線より求めた限界軸圧縮力をアーチリブにのみ作用。
- 3-b 法 : アーチリブには、3-a 法の限界軸圧縮力を用い、それ以外の部材には設計荷重である (D+L) を半載荷させた時の軸圧縮力。

それぞれの解析方法により得られる最小固有値から座屈荷重を求め、これより得られる AB 部材の有効座屈長を表-3に示す。さらに、応力照査時に現れる項  $\sigma_c/\sigma_{caz}$  と  $1/(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})$  の値も表に示した。

各解析方法より得られる有効座屈長に注目すると、面内座屈では 8.28m から 19.73m の範囲にあり、約 2 倍の開きがある。先の Y 型橋脚の場合と同様に、新たに提案した 2 方法が、従来の方法によるものよりも長めの有効座屈長を与える傾向にあることがわかる。次ぎに面外座屈では、21.56m から 31.21m の範囲内にあり、新たに提案した 2 方法は従来の方法と比べ、3~5 割程度長めの有効座屈長を与えている。

有効座屈長の差異が照査式に与える影響を調べると、 $\sigma_c/\sigma_{caz}$  においては、有効座屈長において倍程の開きがあるにもかかわらず、新たな方法は約 1 割程大きめの値を示しているだけで、安全側の評価となっている。一方、曲げの  $1/(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})$  について調べると、有効座屈長で 3~5 割の差異があるにもかかわらず、面内、面外ともに新たな 2 方法は約 1 割程大きめの値を示し、安全側の評価となっている。

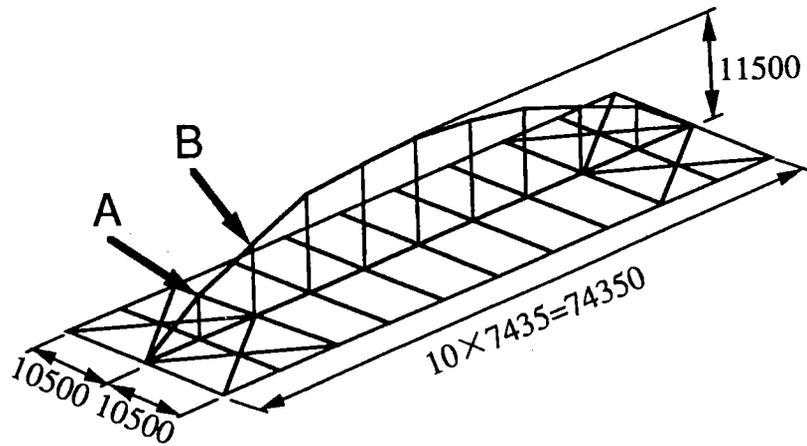


図-8 アーチの断面諸元

表-3 アーチの有効座屈長

解析方法	有効座屈長(m)		$\sigma_c / \sigma_{caz}$	$1 / (1 - \sigma_c / \sigma_{ea})$	
	面内	面外		面内	面外
(1-a)	8.28	21.56	0.667	1.026	1.106
(1-b)	8.29	21.61	0.667	1.024	1.098
(2)	16.07	28.08	0.751	1.105	1.206
(3-a)	19.73	31.21	0.792	1.167	1.251
(3-b)	17.25	-	0.764	1.123	-

## 5 考察

現在実設計に適用されている有効座屈長の算出法についてアンケート調査を行った結果、簡易式や図表を用いて決定する方法は、実績があり容易に扱える反面、複雑な構造など適用に限界があること、固有値解析により決定する方法は汎用的な方法であるが、作用軸圧縮力が小さな部材や変断面部材において不合理な有効座屈長になること、さらに荷重状態の設定が困難になることなど、実設計に適用されている有効座屈長の算出法についてアンケート調査を行い、簡易式や図表を用い方法や固有値解析による方法に対する長所、短所を整理することができた。

ここで対象とした Y 型橋脚モデルでは、対象部材が最大軸力となる鉛直荷重のみを作用させる方法が最も有利な有効座屈長になり、提案する 2 方法は現行法に比べて多少改善されている。また、アーチ構造はこの断面の概略設計に用いた断面、有効座屈長が明確でなかったため、提案する第 1 の方法についてはパネル長を初期座屈長として用いた限界強度を軸圧縮力とした。そのため、得られた有効座屈長は長めの値となっているが、これは、用いた実断面が最適断面に近いにもかかわらず、限界強度を過小評価してしまったためと考えられる。

最後に、有効座屈長が照査式に与える影響を調べたが、各手法により有効座屈長がちがうものの、照査式ではその差異が顕著に見られないという結論を得た。ここでは 2 つのモデルを対象としたにすぎないが、対象としたモデルはいずれも実橋モデルに近く、本結論の妥当性は言えるものと思われる。

## 6 今後の検討課題

この改善のための工夫として、新しい方法を提案した訳であるが、これまでの作用軸圧縮力による固有値解析に比して、提案法のように軸圧縮力を変化させると、構造系によっては変化させた軸圧縮力につりあう外力と実際の作用外力状態が大きく異なることになり、座屈モードにも変化が生じる。これは、固有値解析による有効座屈長の概念を前提に安全性照査を行うのであれば、有効座屈長はすべての部材が純圧縮部材として同時に終局状態に達するとして求め、荷重に依存させていないからであり、本算出法の特徴である。

問題は、常に全ての部材が全体系の座屈に支配的影響を与えるように断面設計することができるかどうかである。一方で、不静定構造物では構成する1部材の座屈が全体座屈につながらないこと、静定構造物では構成する1部材の座屈が全体座屈を支配することを考える時、常に構造全体系の座屈強度と部材の座屈強度が等価になるように断面の最適設計を行うことが理想的な断面設計か、さらには理想的な断面設計の場合、そのような設計が現実に可能かについては疑問の余地が残されており、今後の問題点である<sup>14),15)</sup>。

## 7 付録

### 7.1 平成7年度土木学会年次学術講演会資料 -1

土木学会第50回年次学術講演会(平成7年9月)

I-3

## 骨組構造物の有効座屈長の算出法に関する考察・計算例

東京電機大学	正員	井浦雅司
(株)CRC総合研究所		南野寿造
東京都立大学	正員	野上邦栄
(株)日本車両		桜木隆司

### 1. はじめに

本報告は文献[1]に続く第2報であり、第1報で提案した骨組構造物の有効座屈長を算出する新たな2つの手法の妥当性を、数値計算例により検討することを目的としている。これら2つの手法の特徴は、固有値計算を前提としている点は従来の手法と差異はないが、荷重形態として何種類も考慮する必要はなく、唯一の荷重形態の下で弾性固有値計算を1回行えばよい点である[2]。また、荷重形態を決定する時、設計者の恣意が入り込む余地もそれ程なく、計算機の中にサブルーチンとして取り込むことも比較的簡単であり、従来の設計業務の流れを壊さずにすむことも大きな特徴である。解析モデルとしては、高速道路におけるY型橋脚と、アーチ系ローゼ橋(単弦ローゼ)の2つを取り上げた。前者については、道路橋示方書[3]の図表を適用することは難しく、有効座屈長を決定するには設計者の判断が必要となる例題である。後者については、従来の研究[4]から、固有値解析により有効座屈長を算定する際の妥当な荷重形態はほぼ定着しているものの、本手法による有効座屈長の検討を行うために取り上げた。

### 2. 計算例

2.1 Y型橋脚 Fig.1に示すY型橋脚を考える。Table 1に各部材の断面積、剛度、使用材料を記した。解析方法(1-a)の荷重条件は、Fig.1に示すように、A点にのみ鉛直集中荷重を載荷したものであり、一方、解析方法(1-b)は、B点にのみ鉛直集中荷重を載荷している。解析方法(1-c)は、設計荷重である(D+L)を作用させた時の軸力を求め、これを基に固有値計算したものである。解析方法(1-d)は、設計荷重である(D+W+T)を作用させた時の軸力を求め、これを基に固有値計算したものである。解析方法(2)は、設計荷重の下での、各部材の軸力の絶対値最大を求め、これを基に固有値解析をしている。解析方法(3)は、予め各部材の有効座屈長を $2.2 \times H$ と仮定し、その下での限界軸圧縮力を道路橋示方書の規定より求め、この軸力を基に固有値解析をしている。それぞれの解析手法により得られる最小固有値から座屈荷重を求め、これより得られる有効座屈長をTable 2とTable 3に示す。さらに、応力照査時に現れる項 $\sigma_c/\sigma_{c,cr}$ と $1/(1-\sigma_c/\sigma_{c,cr})$ の値も表に示した。なお、表中、アンダーラインが引いてある項は、大きい方の値を有効座屈長として採用する。

2.2 アーチ系ローゼ橋 Fig.2に示すアーチ系ローゼ橋を考える。スパンは74.35mで、アーチリブパネル要素長は8.66mである。断面寸法の詳細は紙面の都合上省略するが、実橋に近い断面寸法を用いている。解析方法(1-a)は、死荷重と活荷重を全載荷させた下での軸力を基に固有値解析を行い、一方、解析方法(1-b)は、死荷重と活荷重を半載荷させた時の軸力を基に固有値解析を行っている。解析方法(2)は、死荷重と活荷重を作用させた時、各部材に生じる絶対値最大の軸力を基に固有値計算をしている。解析方法(3-a)は、予めアーチリブの有効座屈長をパネル要素長と仮定し、これを基に限界軸力(一様分布)を求め、これをアーチリブにのみ作用させて固有値解析したものである。解析方法(3-b)は、アーチリブに先ほどの限界軸力を作用させ、その他の部材には死荷重と活荷重時の軸力分布を作用させて固有値解析を行った。Table 4には、各解析法により得られる最小固有値から座屈荷重を求め、これより得られるA-B部材(Fig.2参照)の有効座屈長と、応力照査時に現れる項 $\sigma_c/\sigma_{c,cr}$ と $1/(1-\sigma_c/\sigma_{c,cr})$ の値を示した。

### 3. 考察

実構造物に近いモデルを対象とした本報告の計算例より以下の事柄が明らかとなった。

(1) 弾性固有値解析により有効座屈長を計算する際に、荷重状態により有効座屈長は異なる。しかしながら、応力照査時に現れる項 $\sigma_c/\sigma_{c,cr}$ については、ここで想定した荷重状態の下ではそれ程大きな差異は見られなかった。

(2) 本計算例において、新たに提案した2つの手法により得られる有効座屈長には、大きな差異は見られなかった。これは、固有値計算時の構造物の断面寸法が、最適断面に近いものであったと考えることもできる。

なお、本報告は鋼橋技術研究会設計部会(部会長:依田照彦・早稲田大学)におけるワーキンググループの成果の一部をまとめて報告したものである。

Table 1 Y型橋脚の断面寸法

部材番号	A (m <sup>2</sup> )	I(面内) (m <sup>4</sup> )	I(面外) (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	使用材料
1	0.264	0.180	0.323	0.347	SM490Y
2	0.341	0.208	0.406	0.419	SM490Y
3	0.341	0.208	0.406	0.419	SM490Y
4	0.295	0.185	0.373	0.394	SM490Y
5	0.295	0.185	0.373	0.394	SM490Y
6	0.471	0.650	0.597	0.875	SM570

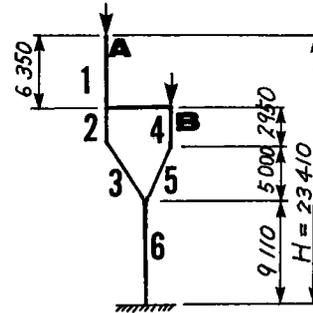


Table 2 Y型橋脚の面内座屈時の有効座屈長

解析方法	有効座屈長(m)						$\sigma_c/\sigma_{cax}$					
	部材番号						部材番号					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
(1-a)	25.5	26.9	28.1	-	-	48.4	0.206	0.123	0.116	-	-	0.196
(1-b)	-	-	-	17.6	18.0	33.7	-	-	-	0.152	0.152	-
(1-c)	29.3	35.7	37.0	29.8	29.9	40.5	0.213	0.135	0.127	0.171	0.171	0.184
(1-d)	36.8	30.4	32.5	26.4	28.5	45.7	0.230	0.127	0.121	0.165	0.169	0.192
(2)	31.0	34.5	36.0	31.0	31.0	41.5	0.217	0.133	0.126	0.173	0.173	0.185
(3)	34.0	32.8	31.6	30.4	29.0	40.3	0.224	0.130	0.120	0.172	0.170	0.183

Fig. 1 Y型橋脚

Table 3 Y型橋脚の面外座屈時の有効座屈長

解析方法	有効座屈長(m)						$1/(1-\sigma_c/\sigma_{ca})$					
	部材番号						部材番号					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
(1-a)	35.7	39.2	41.1	-	-	48.5	1.035	1.023	1.023	-	-	1.060
(1-b)	-	-	-	26.2	26.7	33.9	-	-	-	1.014	1.014	-
(1-c)	40.6	51.7	53.5	43.7	44.0	40.2	1.046	1.040	1.040	1.039	1.039	1.040
(1-d)	47.7	41.1	43.8	36.3	39.1	42.4	1.065	1.025	1.027	1.026	1.031	1.045
(2)	40.0	47.0	49.0	42.5	42.5	38.9	1.045	1.033	1.034	1.036	1.036	1.038
(3)	43.9	43.4	41.5	42.2	40.1	40.4	1.055	1.028	1.024	1.036	1.032	1.041

Table 4 アーチの有効座屈長 (A-B部材)

解析方法	有効座屈長(m)		$\sigma_c/\sigma_{cax}$	$1/(1-\sigma_c/\sigma_{ca})$	
	面内	面外		面内	面外
(1-a)	8.28	21.56	0.667	1.026	1.106
(1-b)	8.29	21.61	0.667	1.024	1.098
(2)	16.07	28.08	0.751	1.105	1.206
(3-a)	19.73	31.21	0.792	1.167	1.251
(3-b)	17.25	-	0.764	1.123	-

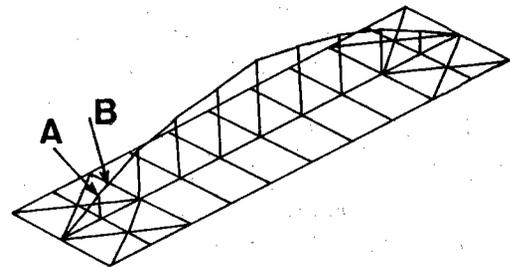


Fig. 2 アーチ系ローゼ橋

#### 4. 参考文献

- [1] 平山・野上・望月・南野・井浦：骨組構造物の有効座屈長の算出法に関する考察 - 理論，土木学会第50回年次学術講演会，1995. 9.
- [2] 野上邦栄・山本一之：構造全体系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評価，土木学会論文集，NO. 491/I-40，1994. 4.
- [3] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、鋼橋編、丸善、1994.
- [4] 土木学会(倉西茂 編)：鋼構造物の終局強度と設計(鋼構造シリーズ 6)，1994.

I-4 骨組構造物の有効座屈長の算出法に関する  
考察 - 理論

大日本コンサルタント(株) 正員 平山 博  
 東京都立大学 正員 野上 邦栄  
 (株) サクラダ 望月 清彦  
 (株) CRC 総合研究所 南野 寿造  
 東京電機大学 正員 井浦 雅司

1. はじめに

最近、従来の方法<sup>1)</sup>に対して構造全体系の固有値解析<sup>2),3)</sup>を適用して断面の有効座屈長を評価することが行われている。鋼橋技術研究会設計部会(部会長:依田照彦早稲田大学教授)で実施した有効座屈長に関するアンケート調査によると、この方法はハード的には受け入れられる状況にあるが、実務上の適用については消極的であるばかりでなく、設計上種々の問題点を残していることが指摘されている。これを改善する対策として、付加軸力法<sup>4)</sup>、高次固有値法<sup>5)</sup>および荷重条件に依存しない方法<sup>6),6)</sup>などが提案されているが、高次固有値法以外の方法については、実設計での実績はない。また、これらの種々の算出法の適用については、設計技術者に混乱と誤解を与えているのも事実である。ここでは、実務レベルでの断面設計における有効座屈長の取扱いおよびその算出法について整理し、固有値解析に基づいて有効座屈長を合理的に求める方法について考察を加えている。

2. 断面設計の手順

現在、鋼構造物の断面設計は、図-1の手順により行われている。(1):荷重条件、構造形式などの設計条件を設定する。(2):構造解析に用いる断面(A,I)を仮定する。(3):(2)の断面の基で構造解析により断面力を求める。(4):(3)の断面力を用いて応力度照査式、安定照査式を満足するように断面計算を行い仮定断面(A,I)を決定する。(5):(4)の計算に用いる有効座屈長は、過去の経験やノモグラフを用いて仮定する。断面の材質は鋼材の板厚が適性になるよう決定する。(6):(4)の計算に基づいて断面定数を修正し、構造解析をおこない断面力を求める。(7):(6)の断面力を用いて、応力度照査式、安定照査式を満足するように断面計算を行い、設計断面(A,I)を決定する。(8):(7)に用いる有効座屈長は、特殊な構造形式の場合、(6)から得られた作用軸圧縮力を用いて固有値解析を行い決定する。固有値解析は通常1回目のループのみ行われる。通常の構造形式の場合は(5)で採用した値をそのまま使用する。(9):(7)の計算結果で決まった断面

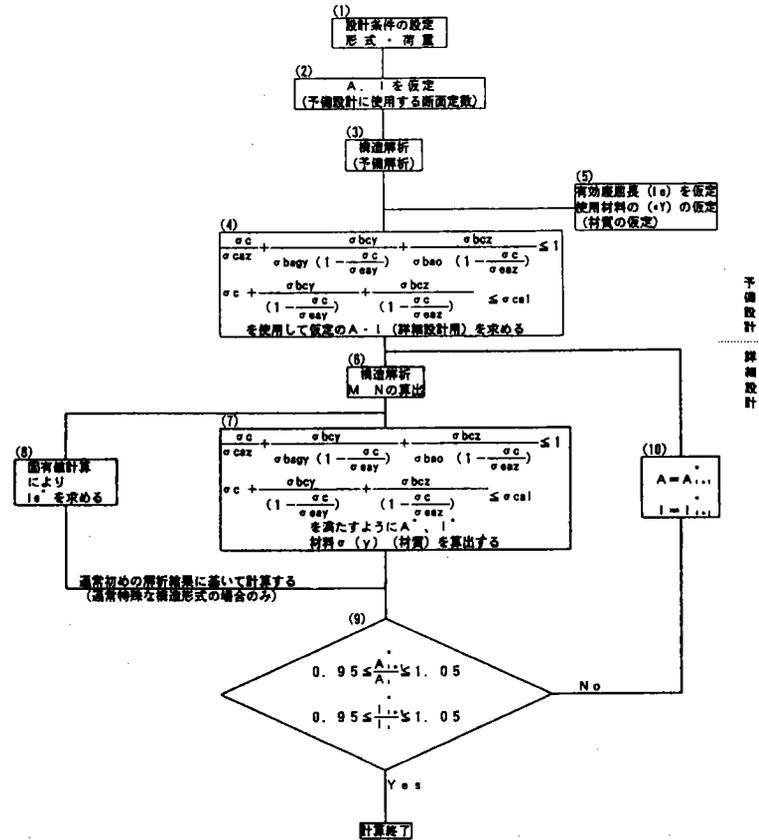


図-1 断面設計の手順

の場合、(6)から得られた作用軸圧縮力を用いて固有値解析を行い決定する。固有値解析は通常1回目のループのみ行われる。通常の構造形式の場合は(5)で採用した値をそのまま使用する。(9):(7)の計算結果で決まった断面

定数と(6)に用いた断面定数との比が $\pm 5 \sim 10\%$ の許容誤差内に収まるまで(6),(7)を繰り返す。

### 3. 有効座屈長の算定方法

現在、実設計において適用されている有効座屈長の算出方法と適用上の問題点、および荷重条件に依存しない算出法について以下に述べる。

①簡略式や図表を用いて決定する方法：比較的単純な骨組構造物では、道路橋示方書<sup>1)</sup>で規定されている簡単な式やAISCのノモグラフなどを用いて有効座屈長を決定するのが一般的である。また、同形式の構造物の設計事例が既にある場合には、そのデータを参考にして設定することもある。

これらの方法は容易に扱える反面、適用範囲に限界があり、複雑な形式の構造物の設計に用いるのは困難である。複雑な構造物や座屈設計例の少ない構造物に対しては、有効座屈長の算出に関して明確な指針が存在しておらず、算出方法の決定が設計者の判断に委ねられているのが現状である。

②固有値解析に基づく方法：①の方法で設計上対処仕切れない場合には、固有値解析に基づく方法が多用されている。弾性座屈固有値解析に基づく方法は、骨組モデルに対して接線剛性行列による固有値解析を行い、得られた最小固有値から座屈荷重を求めオイラーの座屈式から逆算する方法、あるいは得られた座屈モード形状から推定する方法であり、任意の構造物に適用できる汎用的な有効座屈長の決定方法であると言える。また、本州四国連絡橋公団の「吊橋主塔設計要領・同解説<sup>2)</sup>」では、非弾性効果を考慮した $E_f$ 法を規定している。この方法は、有効接線弾性係数( $E_f$ )を導入して、構造全体系の弾塑性分岐座屈強度を固有値解析により近似的に求め、その結果から有効座屈長を算出する方法である。

しかし、これらの固有値解析に基づく方法を適用した場合、実務上主に以下の問題点が指摘されている。

- (a) 弾性固有値解析法、 $E_f$ 法ともに、作用軸圧縮力の小さな部材において、有効座屈長が極端に長くなる。その結果、圧縮強度を過小評価してしまうか、または限界細長比を越えてしまい設計不可能となる場合がある。
- (b) 弾性固有値解析は通常ケースの固定荷重状態でしか行われぬのに対して、断面力解析は影響線荷重状態で行われるので、有効座屈長を算出するときの荷重状態と部材断面の支配的な荷重状態が異なるという矛盾が生ずる。そのため、固有値解析を実施するときの荷重の強度と載荷状態を設定するのが困難である。
- (c) 変断面部材の場合に、応力照査断面ごとに有効座屈長を変化させて設計するのは複雑である。
- (d)  $E_f$ 法については、この方法を吊橋主塔以外の一般構造物にもそのまま適用してよいかという疑問が残る。

ここでは、(b)の問題に対処するため、設計荷重下での軸力の絶対値最大を各部材に導入して固有値解析を行う方法を新たに提案している。

③荷重条件に依存しない方法：この方法<sup>5)</sup>は、②の固有値解析に基づく方法の範疇に入る算出法であるが、これまでの方法が設計荷重下での作用軸圧縮力を接線剛性行列の軸圧縮力に用いているのに対して、ここでは各断面の限界軸圧縮力を用いる方法をとっている点に特徴がある。これは、固有値解析が構造全体系と各部材が同時に座屈する条件を前提にしていること、部材単位の照査体系における純圧縮状態に対する有効座屈長を算出していること、各種改善法が断面の保有する限界軸圧縮強度を拠り所としていることなどから、最悪設計荷重下での作用軸力分布を用いるのではなく、その保有する限界軸力分布に等価となるように調整された軸圧縮力を用いる必要があるとの認識に起因している。この方法は、現在の実務設計において図-1の設計手順を一部修正するのみで良く、容易に適用できる方法である。

文献7)では、実橋レベルの構造を対象にして上記の各種算出法について具体的に比較検討している。

#### 参考文献

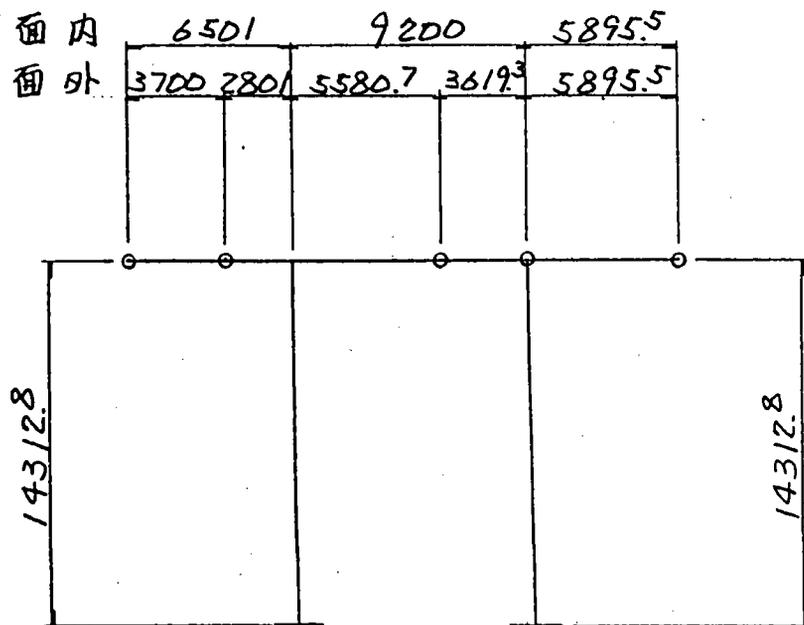
- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、丸善、1990.2.
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説、1989.4.
- 3) 野上：ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察、構造工学論文集、No.39A、1993.3
- 4) F.Nishino and W. Attia:A proposal for in-plane stability design of steel framed structure, Proc. of JSCE, 1992.1
- 5) 野上・山本：構造全体系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評価、土木学会論文集、1994.4
- 6) 依田・広瀬：平面骨組構造の有効座屈長に関する一考察、土木学会第20回関東支部発表会、1993.3
- 7) 井浦・南野・他：骨組構造物の有効座屈長の算出法に関する考察-計算例、土木学会第50回年次学術講演会、1995.9

### 7.3 アンケート調査資料

No. 1

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
<p>1. 鋼製橋脚</p> <p>2. 吊橋</p> <p>3. 斜張橋</p> <p>4. トラス</p> <p>5. アーチ</p> <p>6. 方杖ラーメン</p> <p>7. その他</p>	<p>1. 道路橋示方書</p> <p>2. 本四公団 (平均断面を用いた E f 法) (使用プログラム )</p> <p>3. 各断面毎の剛度を用いた E f 法 (使用プログラム )</p> <p>4. 弾性固有値解析 (使用プログラム )</p> <p>5. その他</p>

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



橋梁有効座屈長の計算

(mm)

部所	断面		面内 (F   g)			面外 (Web)			
			適用式	l	L	適用式	l	L	
P80	左片持梁	8017	JOINT	2*1	6501	13002	1	3700	3700
	左片持梁	8018	断面変化	2*1	6501	13002	1	3700	3700
	左片持梁	8021	JOINT	2*1	6501	13002	1	2801	2801
	梁中間部	8025	断面変化	1	9200	9200	1	5580.7	5580.7
	梁中間部	8026	JOINT	1	9200	9200	1	5580.7	5580.7
	梁中間部	8039	断面変化	1	9200	9200	1	3619.3	3619.3
	梁中間部	8029	JOINT	1	9200	9200	1	3619.3	3619.3
	右片持梁	8034	JOINT	2*1	5895.5	11791	1	5895.5	5895.5
	右片持梁	8035	断面変化	2*1	5895.5	11791	1	5895.5	5895.5
	右片持梁	8036	JOINT	2*1	5895.5	11791	1	5895.5	5895.5

柱有効座屈長の計算

(mm)

部所	断面	面内 (F   g)			面外 (Web)			
		適用式	l	L	適用式	l	L	
P80	左柱	B001-8023	1.5*1	14312.8	21469.2	2.0*1	14312.8	28625.6
	右柱	B008-8031	1.5*1	14312.8	21469.2	2.0*1	14312.8	28625.6

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

面内： 常時荷重 (死荷重 + 活荷重)

面外： 地震荷重

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

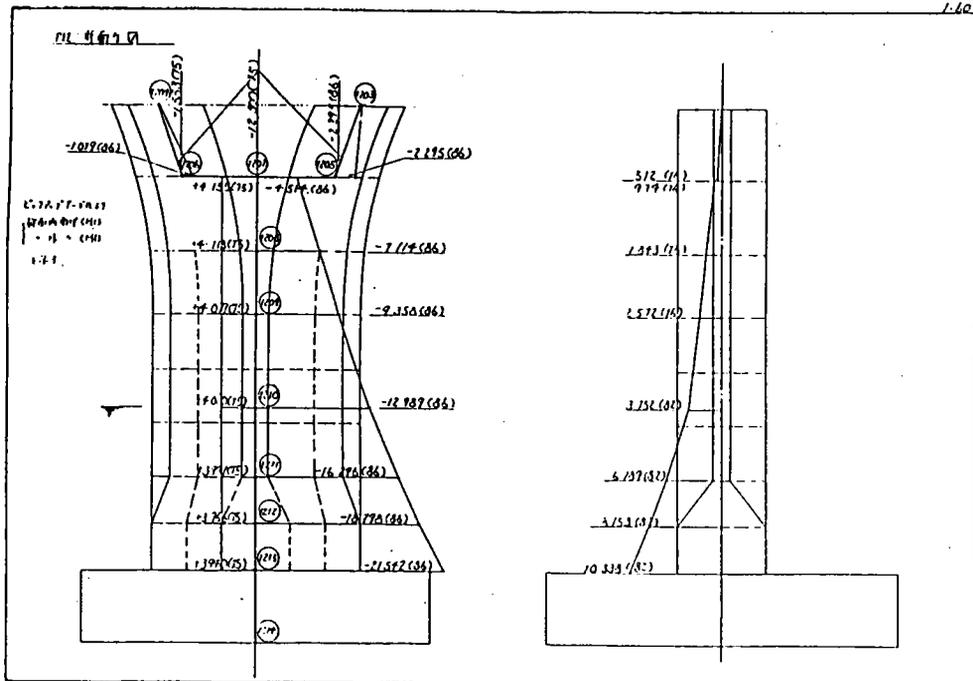
使用プログラム ( )

問題点とその解決法

No. 2

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
<p>① 鋼製橋脚</p> <p>2. 吊橋</p> <p>3. 斜張橋</p> <p>4. トラス</p> <p>5. アーチ</p> <p>6. 方杖ラーメン</p> <p>7. その他</p>	<p>① 道路橋示方書</p> <p>2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム )</p> <p>3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム )</p> <p>4. 弾性固有値解析 (使用プログラム )</p> <p>5. その他</p>

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



道示より

$$l = 2.06 = 2 \times 25.94 = 51.88 \text{ m}$$

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

地震 (面内外共)

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

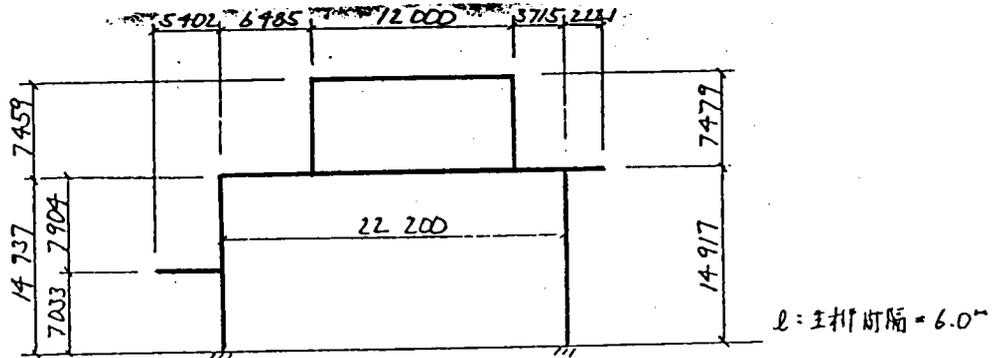
使用プログラム ( )

問題点とその解決法

No. 3

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
① 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	① 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム ) 4. 弾性固有値解析 (使用プログラム ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



部所	断面	面内		面外	
		式	$L_x$	式	$L_y$
左下柱下部	1, 2	$1.5 H_1$	$1.5 \times 14937 = 22405$	$1.5 H_1$	$1.5 \times 14937 = 22405$
↗ 上部	4, 5	?	?	?	?
左右上柱	6, 7, 11, 12	$1.9 H_2$	$1.9 \times 7469 = 14190$	$1.9 H_2$	$1.9 \times 7469 = 14190$
右下柱上部	16, 17	$1.5 H_3$	$1.5 \times 14917 = 22375$	$1.5 H_3$	$1.5 \times 14917 = 22375$
↘ 下部	18, 19	?	?	?	?
上梁	8, 9, 10	$1.0 L_1$	$1.0 \times 6000 = 6000$	$1.0 L_1$	$1.0 \times 6000 = 6000$
下梁左中	13, 14	$1.0 L_2$	$1.0 \times 22200 = 22200$	$1.0 L_2$	$1.0 \times 22200 = 22200$
↘ 右	15	?	?	?	?
片持梁	3	$2.0 L_3$	$2.0 \times 5402 = 10804$	$2.0 L_3$	$2.0 \times 5402 = 10804$

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

地震時 (面内・面外)

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

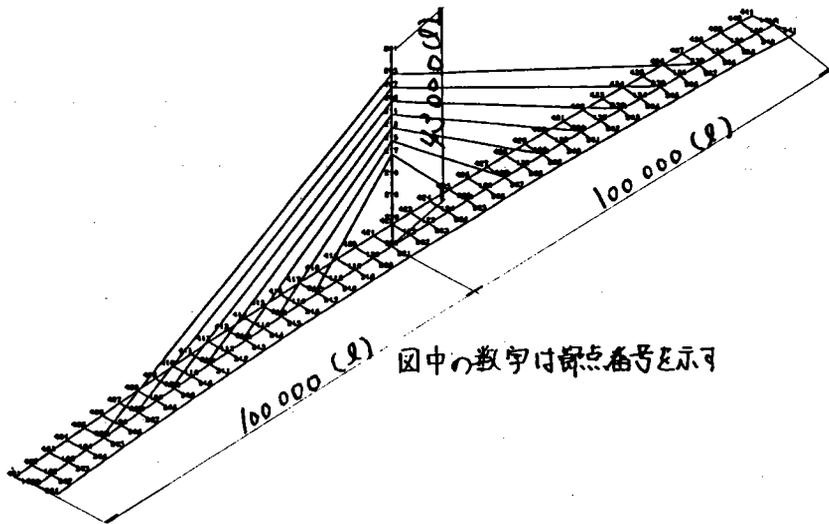
解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
使用プログラム ( )

問題点とその解決法

No. 4

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム <i>NASTRAN</i> ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



図中の数字は節点番号を示す

弾性固有値解析の結果

- 塔間内 1.0 l
- 塔間外 1.0 l
- 桁間内 0.5 l
- 桁間外 1.0 l

といた。

## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

### ④有効座屈長算出時の荷重状態

1. 鉛直等分布荷重 (死荷重) 満載

### ⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

1. 軸方向力が変化する圧縮部材の座屈荷重 ( $P_{cr} = N\lambda$ ) の決定方法

斜張橋の主桁・主塔の軸力分布は、そのケーブル定着部で階段状に変化するため、座屈している区間に着目し  $\sum N_i \times L_i / \sum L_i$  により平均的な軸力に置き換え座屈荷重を決定した。また、Din4114 から軸力分布を台形に置き換え算出する方法 (道示(S48.2)) と比較検討し、安全側の値を用いた。

2. ケーブルプレストレスの取扱いについて

座屈固有値を算出するにあたって、ケーブルプレストレスの扱いによっては全体剛性を確実に評価することができなくなる。しかしながら、これを正確に評価することは難しく従って、ケーブルプレストレスは考慮せず安全側に座屈荷重を決定した。

### ⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

1. 有効座屈長の決定について明確な基準がないため、比較的過大設計となりがちであるように思われる。

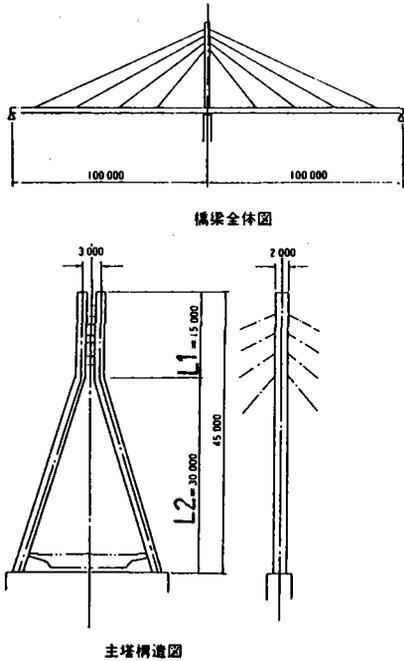
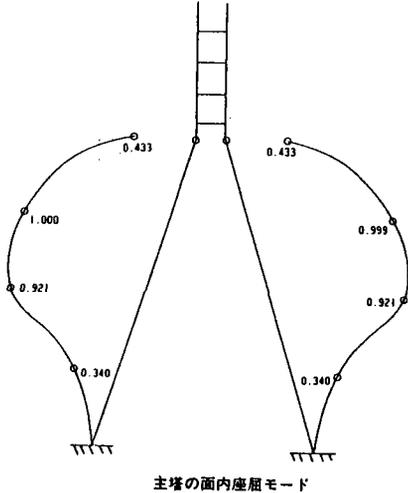
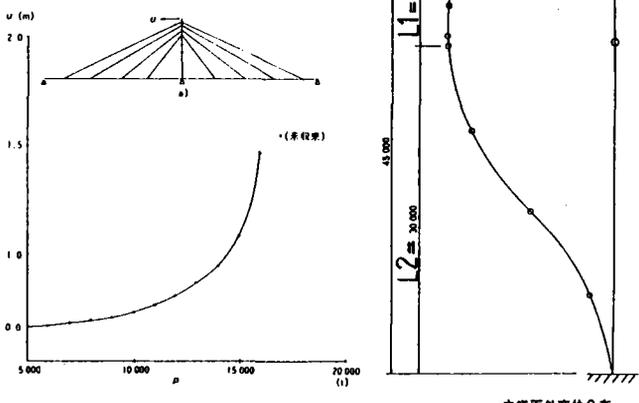
### ⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法  弾性有限変位解析  非弾性有限変位解析  その他 ( )

使用プログラム ( KASUS )

#### 問題点とその解決法

1. 有限変位解析は、明確な座屈固有値及びモードを得ることができない。また立体モデルを用いた解析は、そのプログラムの整備とともに非常に煩雑となるため、平面解析を行うことによりチェック程度に使用しているのが現状である。

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③. 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム ) ④. 弾性固有値解析 (使用プログラム N A S T R A N ) ⑤. その他 弾性有限変位解析
③モデル及び代表的部材の有効座屈長	
1. 一般図  <p>橋梁全体図</p> <p>主塔構造図</p>	2. 主塔の橋軸直角方向の有効座屈長の算出 弾性固有値解析の結果より $L = 0.8 L_2$ とした。  <p>主塔の面内座屈モード</p> 3. 主塔の橋軸方向の有効座屈長の算出 全体構造の弾性有限変位解析の結果より $L = 1.2 (L_1 + L_2)$ とした。  <p>荷重-主塔頂部水平変位関係図</p> <p>主塔面外変位分布</p>

## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

## ④有効座屈長算出時の荷重状態

1. 主塔の橋軸直角方向の有効座屈長の算出  
設計荷重の17.7倍
2. 主塔の橋軸方向の有効座屈長の算出  
設計荷重の4.0倍

## ⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

1. 問題点  
特に、主塔の橋軸方向の有効座屈長を求める場合において、ケーブルの影響（プレストレスの取扱いや圧縮に抵抗しないという特性）の評価方法が問題になった。
2. 解決法  
ケーブルを含んだ全体構造の解析を行いこれらの影響を考慮した。

## ⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

1. 問題点
  - ・現在のところ、橋梁の型式や規模ごとに算出方法を規定している基準がなく、算出方法の決定が設計者の判断に委ねられている。
  - ・道路橋示方書では典型的な部材端条件を有する柱の有効座屈長を規定しているが、複雑な構造や吊り構造等にこの規定をそのまま適用することは難しい。
  - ・E f法を使用する場合、弾性固有値解析の結果を利用しているために解の収束の安定性に問題があるように思われる。

## ⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法  弾性有限変位解析  非弾性有限変位解析  その他 ( )

使用プログラム ( K A S U S )

## 問題点とその解決法

1. 問題点  
有限変位解析は固有値解析とは異なり座屈荷重、座屈モードを明確に求めることができない。このため、解の収束の有無により座屈現象を判断しているが、計算の精度や制御方法等により座屈荷重が左右されるため信頼性に問題があると考えられる。
2. 解決法  
計算の信頼性を確認するため、複数の解析コードで計算を行うことが望ましいと思われる。(上記の計算例では実行していません。)

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 ② 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE1法) (使用プログラム ) ③ 各断面毎の剛度を用いたE1法 (使用プログラム <b>一般変形法</b> ) ) 4. 弾性固有他解析 } (使用プログラム <b>NASTRAN</b> ) ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

主塔解析モデルと同様

添付図参照

座屈長

常時 min. 73.7<sup>m</sup> max 79.8<sup>m</sup>

暴風時 ① 上部~上部中間 min 64.8<sup>m</sup> max 69.7<sup>m</sup>  
 ② 上部中間~下部中間 min 56.5<sup>m</sup> max 60.9<sup>m</sup>  
 ③ 下部中間~下部 min 48.8<sup>m</sup> max 49.1<sup>m</sup>  
 ④ 下部 ~ 基部 min 36.2<sup>m</sup> max 37.1<sup>m</sup>

地震時 ① min 63.4<sup>m</sup> max 68.1<sup>m</sup>  
 ② 57.1<sup>m</sup> " 59.1<sup>m</sup>  
 ③ 49.2<sup>m</sup> " 49.5<sup>m</sup>  
 ④ 37.1<sup>m</sup> " 37.9<sup>m</sup>

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

常時  $D + L + T + S D + E$  ( $V_{c-max}$ ) 時  
 暴風時  $D + W T + T + S D + E$  ( $V_{c-max}$ ) 時  
 地震時  $D + E Q + T$  ( $V_{c-max}$ ) 時

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

- ・ 横荷重載荷時 塔柱の載荷側 非載荷側の座屈長の差違.
- ・ 地震時の動的断面力の取扱い.

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

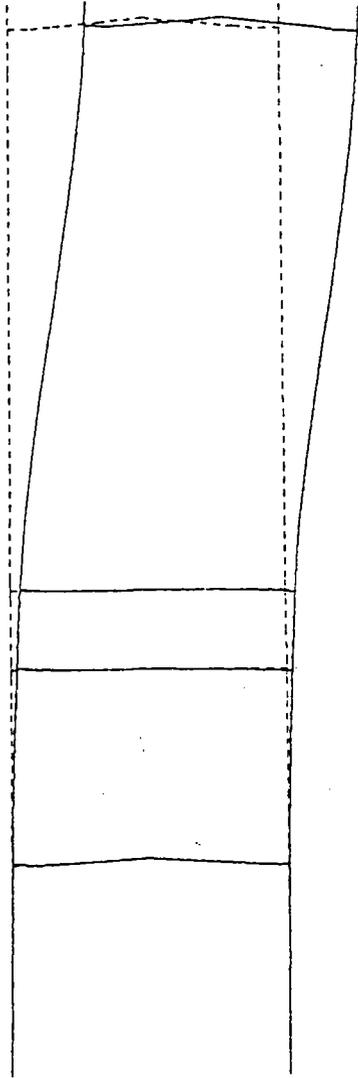
解析方法 ・ 弾性有限変位解析 ・ 非弾性有限変位解析 ・ その他 ( )  
 使用プログラム ( )

問題点とその解決法



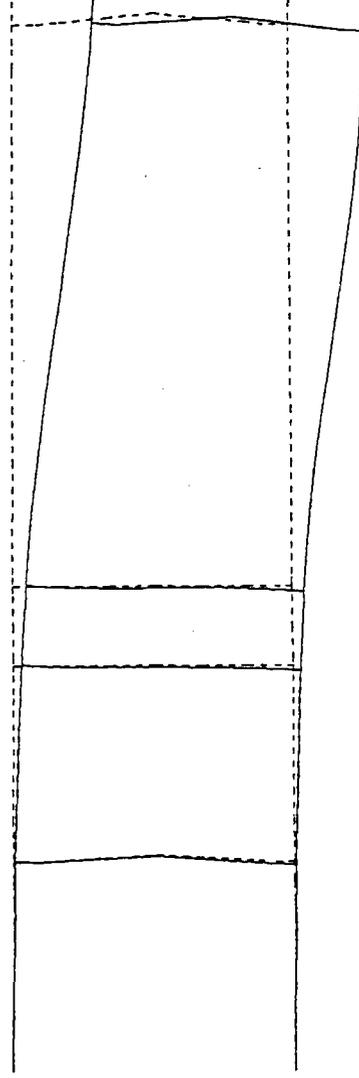
Case 1

$$\lambda = 2.31853$$



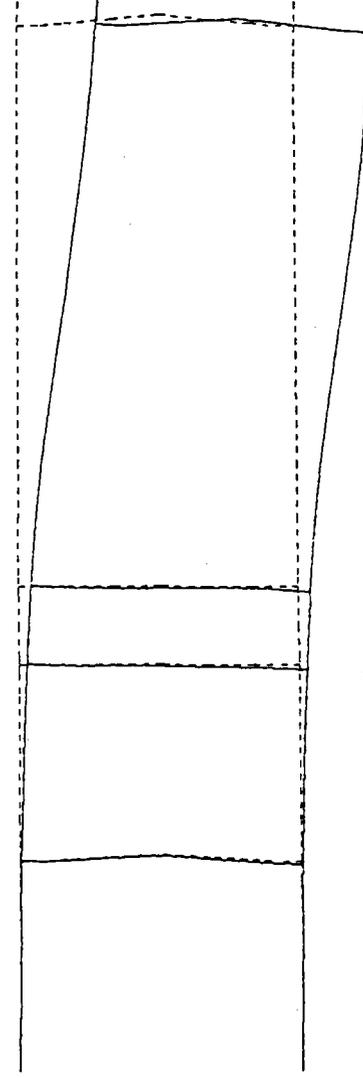
Case 2

$$\lambda = 2.71763$$



Case 3

$$\lambda = 2.68228$$



No. 7

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
<ul style="list-style-type: none"><li>1. 鋼製橋脚</li><li>② 吊橋</li><li>3. 斜張橋</li><li>4. トラス</li><li>5. アーチ</li><li>6. 方杖ラーメン</li><li>7. その他</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>1. 道路橋示方書</li><li>2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム )</li><li>③ 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム - Arc 変形法 )</li><li>4. 弾性固有他解析 値(使用プログラム )</li><li>5. その他</li></ul>

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

42頁 参照。  
開口部は固有値解析 (45頁参照) で算出した。

有効座屈長に関するアンケート (2/2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

開口部

$$D + L + T$$

$$D + W + T$$

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

固有値解析として数値的には解は得られたものの、物理現象としての明解な説明が難しい。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 (弾性有限変位解析)  
使用プログラム (汎用の弾塑性FEMソフト)

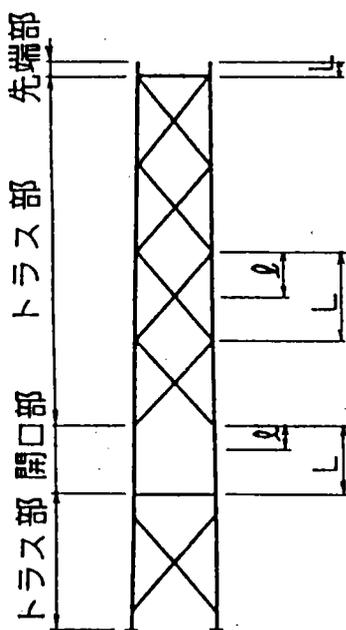
問題点とその解決法

45頁を参照下さい。

(2) 有効座屈長及びモーメント換算係数

1) 有効座屈長は、着目する部材の $\sigma_{cag}$  及び $\sigma_{eax}$  の計算に対して、それぞれ下表の値とする。

塔柱の有効座屈長



	開口部	トラス部	先端部
$\sigma_{cag}$ の 計算用	※面内全体座屈 解析による	骨組長 (L)	骨組長 (L) × 2
$\sigma_{eax}$ の 計算用	格間長 (l)	格間長 (l)	格間長 (l)

※開口部の $\sigma_{cag}$  計算用の有効座屈長は下表の値とする。

荷重ケース	有効座屈長	座屈固有値
D + L (Vcmax) + T (-30)	46.1m	3.07
D + W (TT) + T (+15)	36.0m	2.20

2) モーメント換算係数は、吊橋主塔設計要領5.4により算出する。

5.4 モーメント換算係数

(1) モーメント換算係数は、式 (5.9) によるものとする。

$$C_s = 0.6 + 0.4 \frac{M_{2r}}{M_{1r}} \geq 0.4 \dots \dots \dots (5.9)$$

ここで

- $M_{1r}$  : 絶対値が大きい方の部材端モーメント (kg・cm)
- $M_{2r}$  : 絶対値が小さい方の部材端モーメント (kg・cm) , ただし、部材内部に変曲点を持たない場合は正、変曲点を持つ場合は負の符号をつける。

吊橋主塔設計要領・同解説 1989年4月 (本州四国連絡橋公団) による

### 3.7 座屈固有値解析

#### 3.7.1 概要

橋軸直角方向の全体座屈の照査及び開口部の有効座屈長を算出するために、接線弾性係数<sup>性</sup>法による座屈固有値解析を行った。

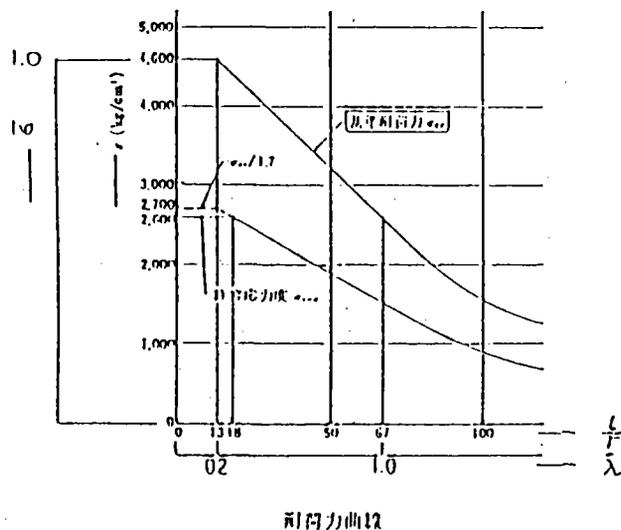
#### (1) 荷重ケース

ケース1 D+L (V<sub>c,max</sub>) + T (-30°)

ケース2 D+W (TT) + T (+15°)

#### (2) 接線弾性係数法による有効座屈長の算出方法

道示基準耐荷力曲線



耐荷力曲線

ここに、  
 $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s}$ ,  $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_s}{E}} \cdot \frac{l_e}{r}$   
 $\bar{\sigma} = 1.0$  ( $\bar{\lambda} \leq 0.2$ )  
 $\bar{\sigma} = 1.109 - 0.545 \bar{\lambda}$  ( $0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0$ )  
 $\bar{\sigma} = 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2)$  ( $1.0 < \bar{\lambda}$ )

ここに、

$\sigma_{cr}$  : 基準耐荷力

$\sigma_s$  : 鋼材の基準降伏点 ( $\sigma_s = 4600 \text{ kg/cm}^2$  (SM58))

$\bar{\lambda}$  : 座屈パラメーター

E : 弾性定数 ( $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ )

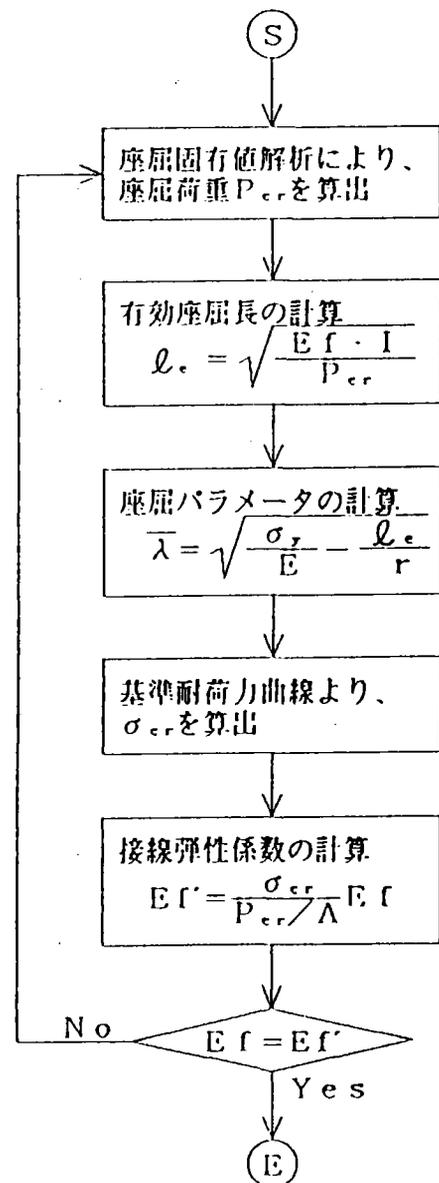
$l_e$  : 有効座屈長

r : 断面2次半径

$\Lambda$  : 断面積

I : 断面2次モーメント

有効座屈長の算出フロー

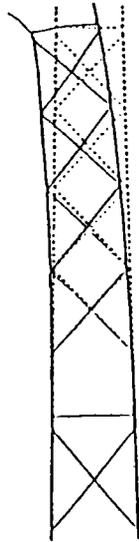
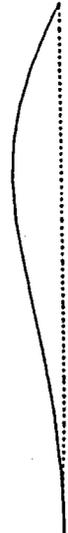
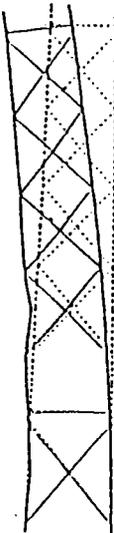


### 3.7.2 橋軸直角方向安定の照査

#### (1) 最小座屈固有値 (モード I)

解析ケース	橋軸直角方向 $\lambda_r$	橋軸方向 $\lambda_l$
$D+L(V_{cmax})+T(-30^\circ)$	2.35	1.86
$D+W(TT)+T(+15^\circ)$	2.06	1.52

#### (2) モード図

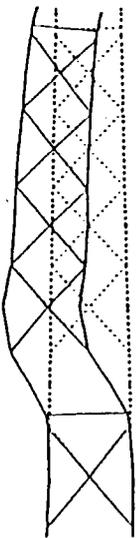
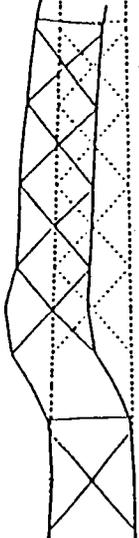
解析ケース	橋軸直角方向	橋軸方向
$D+L(V_{cmax})+T(-30^\circ)$		
$D+W(TT)+T(+15^\circ)$		

### 3.7.3 開口部の有効座屈長

#### (1) 有効座屈長 (モードⅡ)

解析ケース	有効座屈長	座屈固有値
$D+L(V_{cmax})+T(-30^\circ)$	46.1 m	3.07
$D+W(TT)+T(+15^\circ)$	36.0 m	2.20

#### (2) モード図

解析ケース	橋軸直角方向
$D+L(V_{cmax})+T(-30^\circ)$	
$D+W(TT)+T(+15^\circ)$	

## 7. 主塔耐荷力の照査

### 7.1 要 旨

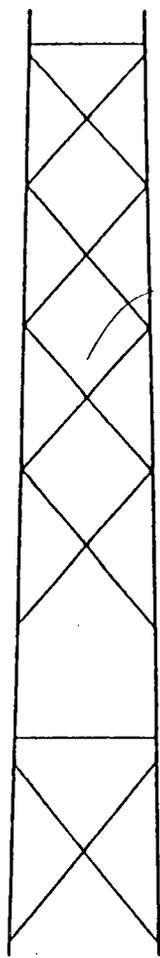
主塔の極限耐荷力の照査を行うことを目的として、主塔骨組モデル及び補剛板FEMモデル（主塔骨組モデルから得られた断面力を用いて補剛板解析を行った）に対して弾塑性有限変位解析を実施した。照査ケースは、主塔の断面決定ケースである

$D+L_1 (+\delta_{max}) + T (+30^\circ)$ ,  $D+W(TT) + T (+15^\circ)$ の2ケースである。

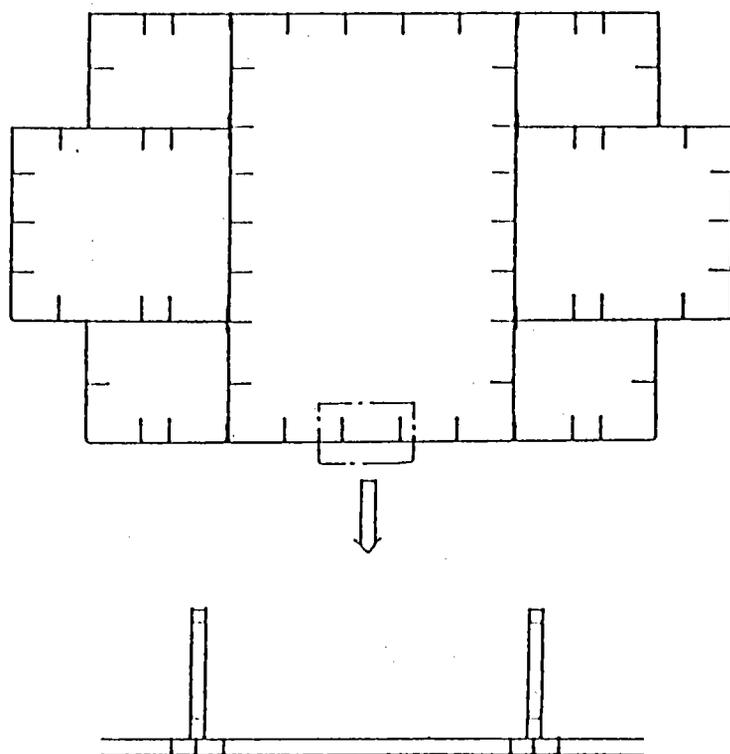
### 7.2 主塔骨組系弾塑性有限変位解析

#### 7.2.1 解析モデル及び初期不整

##### (1) 解析モデル



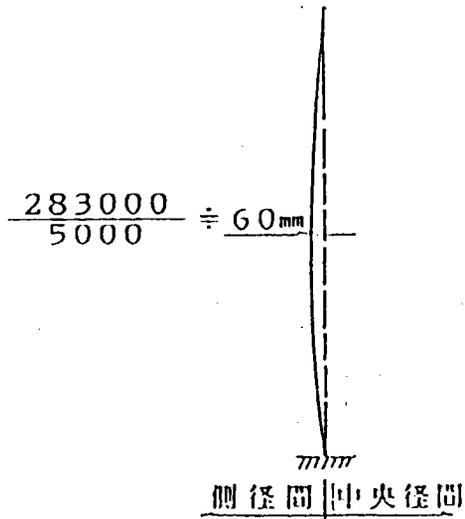
主塔骨組モデル



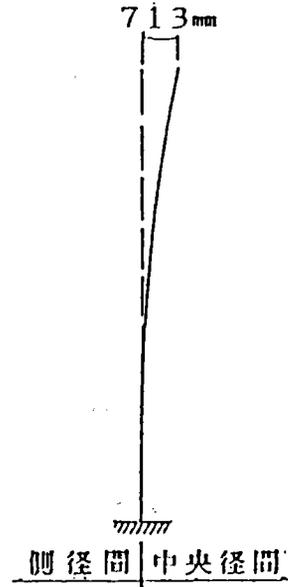
断面分割

(2) 初期不整

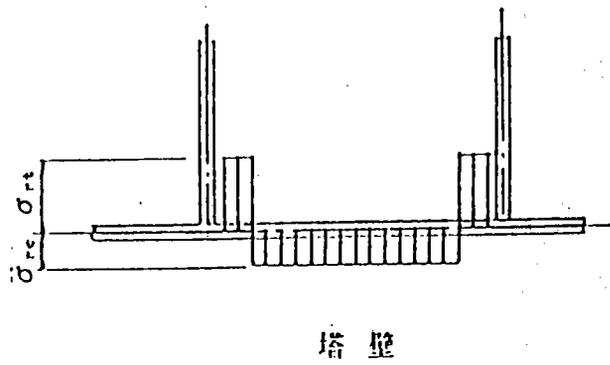
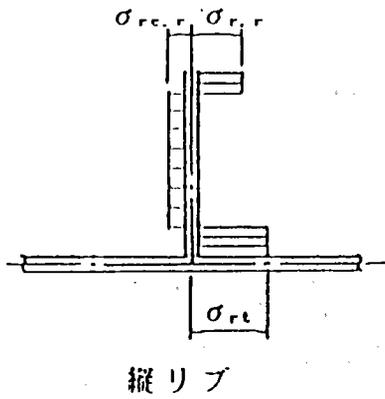
1) 初期曲り



2) 塔頂付加変位



3) 残留応力



残留応力度

材質	$\sigma_{rl}^*$	$\sigma_{rc}^*$	$\sigma_{r,r}^*$	$\sigma_{rc,r}^*$
SM50Y	0.95	-0.23	0.60	-0.16
SM58	0.90	-0.20	0.60	-0.15

降伏応力度  $\sigma_y$

材質	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
SM50Y	3600
SM58	4600

\*は $\sigma_y$ で除した値を示す。

## 7.2.2 荷重条件及び解析結果

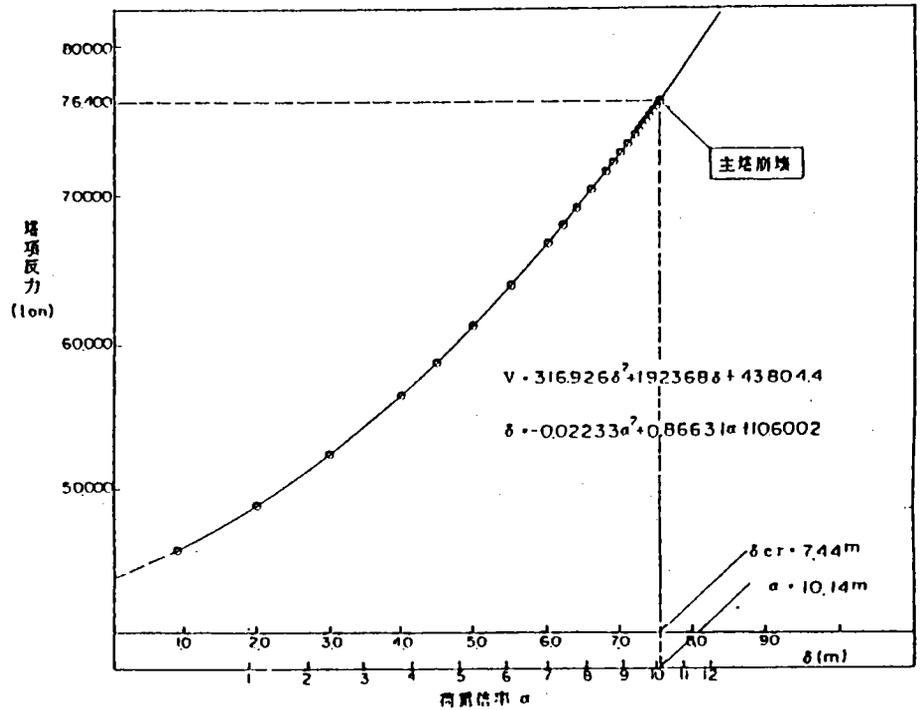
(1)  $D + \alpha \cdot L (+\delta_{max}) + T (+130^\circ)$

○ 荷重条件



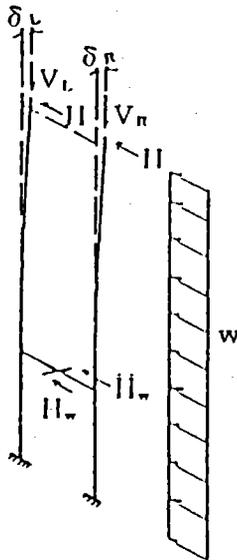
吊橋全体系解析で求めた  
V- $\delta$  曲線にしたがって  
V,  $\delta$  を増加

○ 解析結果



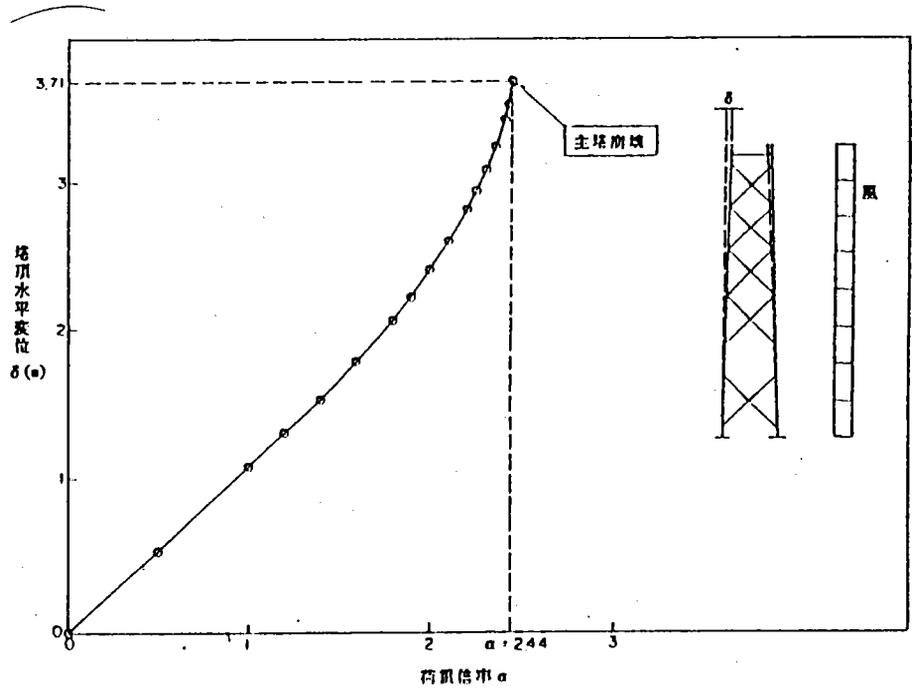
(2)  $D + \alpha \cdot W (TT) + T (+15^\circ)$

○ 荷重条件



風荷重  $H$ ,  $H_w$ ,  $w$  を  
一様に増加

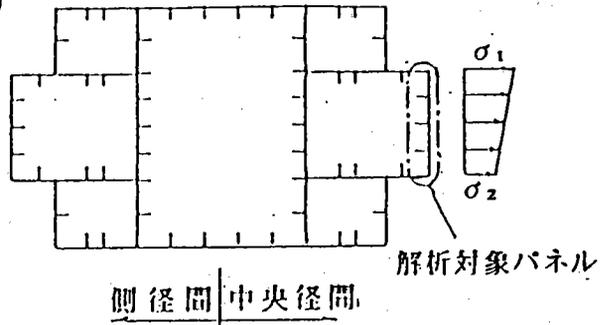
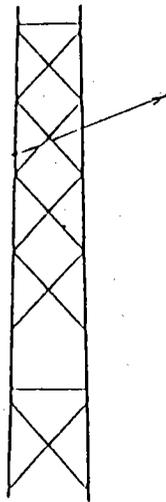
○ 解析結果



### 7.3 補剛板弾塑性有限変位解析

(1) D+α・L (+δ<sub>max</sub>) +T (+30°)

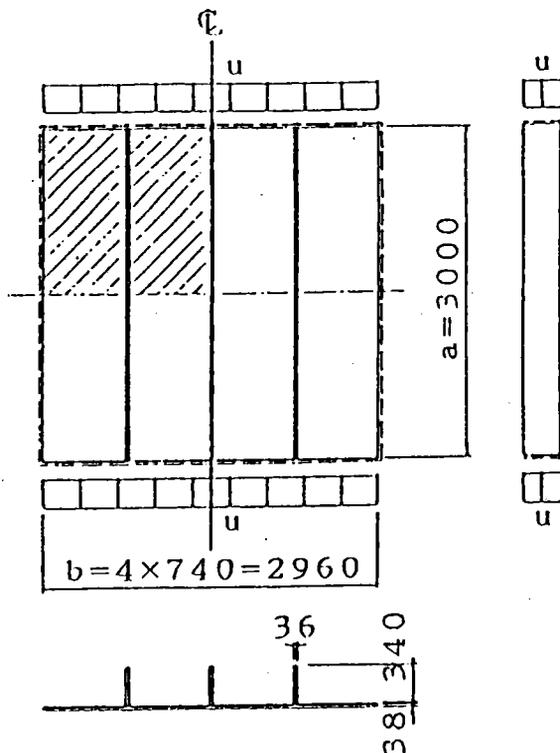
#### 1) 解析パネルの選定



- 解析対象断面は骨組解析で最も塑性率の大きい断面とした。
- D+L+Tでは橋軸方向曲げモーメントが橋軸直角方向曲げモーメントに比べ卓越しているため、上図パネルを解析対象とした。

#### 2) 解析モデル

- 荷重・パネルとも1/4対称であるため、右図斜線部をFEMモデルで解析した。
- 境界条件は1辺単純支持とした。
- 解析対象パネルの応力勾配  
 $\left( \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \right)$  がほぼ0に等しいため、荷重は一様圧縮とした。
- 荷重は右図のように変位増分  $u$  で与えた。



#### 3) 初期不整

- 残留応力  
 応力分布・応力度とも主塔系骨組弾塑性有限変位解析と同様

#### ○ 初期たわみ

「道示15.3.4仮組立」の許容誤差より、  
 ダイアフラム間たわみ

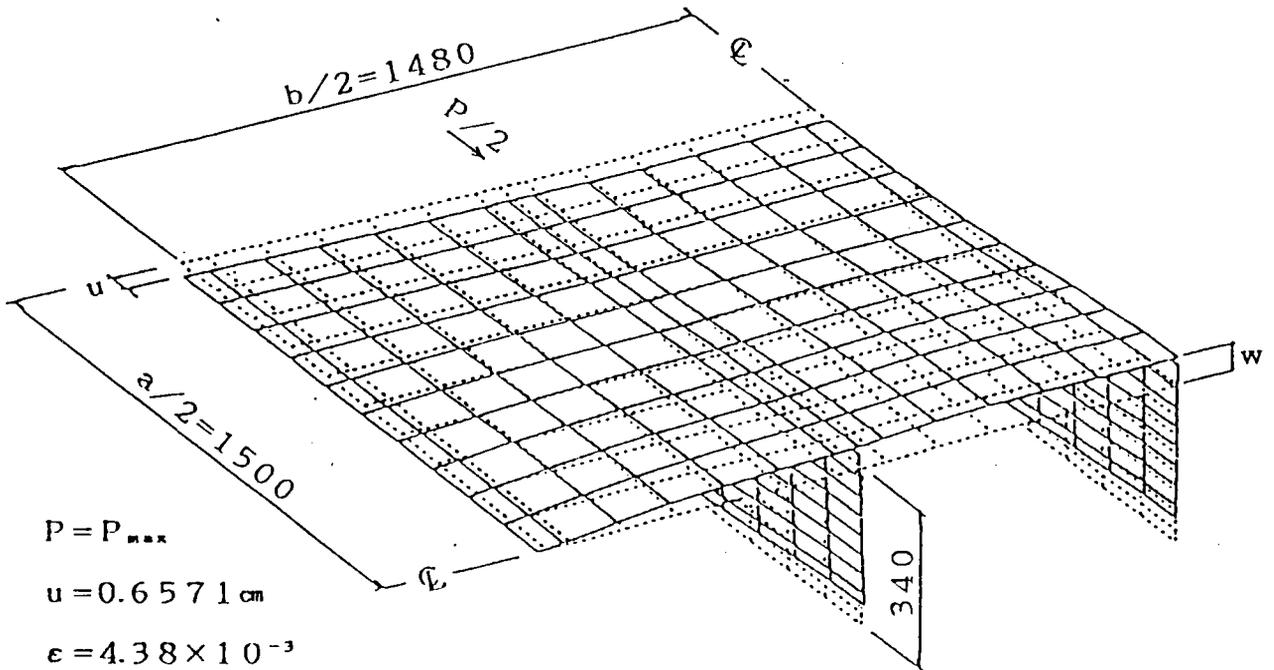
$$\delta_0 = \frac{a}{1000} = \frac{3000}{1000} = 3\text{mm}$$

縦リブ間たわみ

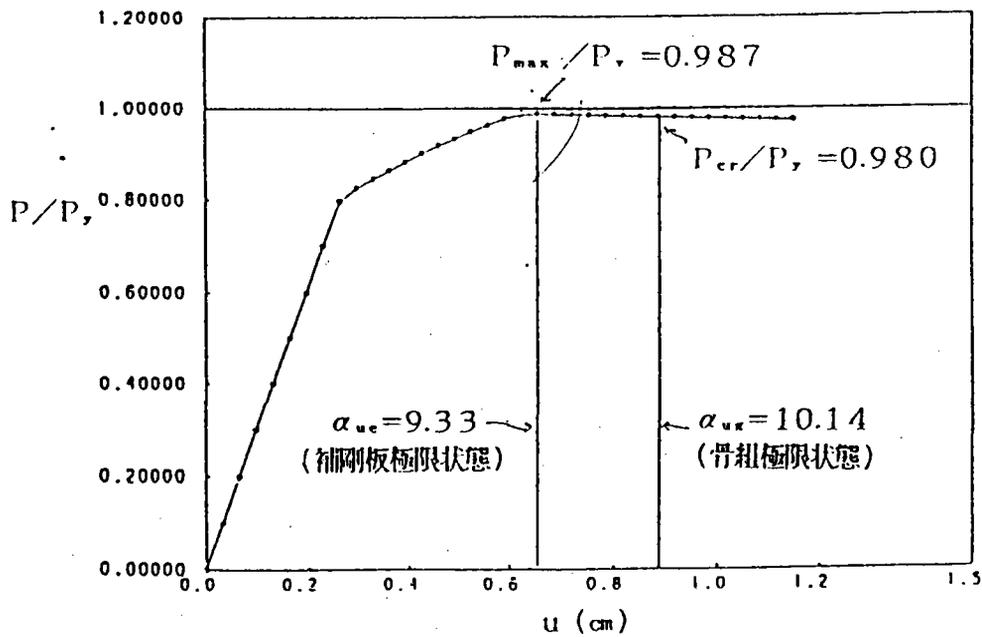
$$W_{r0} = \frac{b/n}{150} = \frac{740}{150} = 4.93\text{mm}$$

#### 4) 解析結果

##### ○変位図



##### ○変位と軸力の関係



$P_y$  : 降伏軸力

$P_y = \Lambda \cdot \sigma_y$

$\text{cm}^2 \quad \text{kg/cm}^2$

$= 1492 \times 4600$

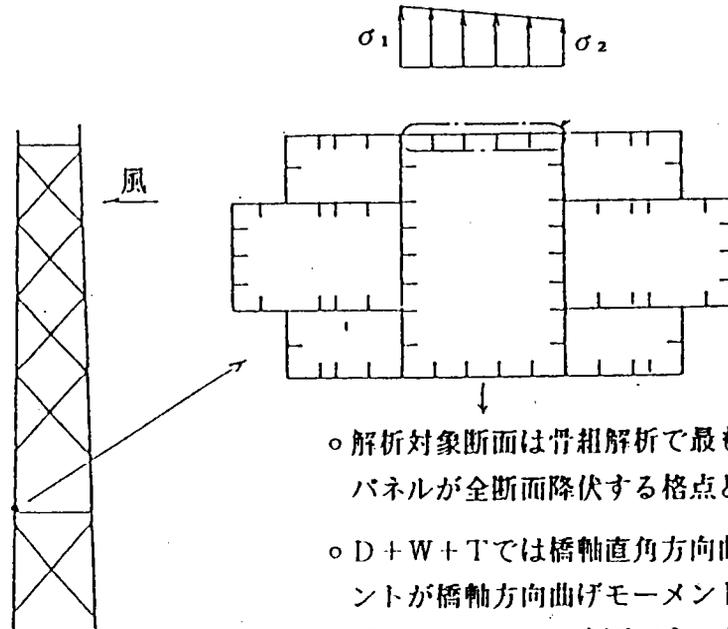
$= 6863.2 \text{ t}$

$\Lambda$  : 断面積

$\sigma_y$  : 降伏応力度

(2)  $D + \alpha \cdot W (TT) + T (+15^\circ)$

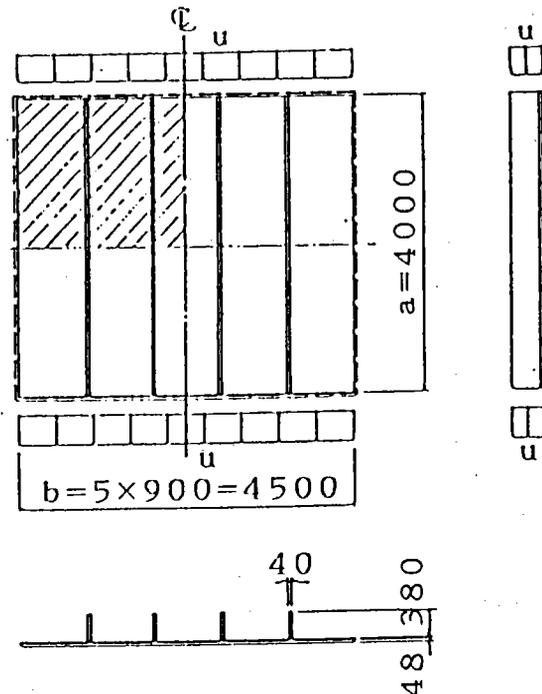
1) 解析パネルの選定



- 解析対象断面は骨組解析で最も早く上図パネルが全断面降伏する格点とした。
- $D + W + T$ では橋軸直角方向曲げモーメントが橋軸方向曲げモーメントに比べ卓越しているため、上図パネルを解析対象とした。

2) 解析モデル

- 荷重・パネルとも  $1/4$  対称であるため、右図斜線部を FEM モデルで解析した。
- 境界条件は 4 辺単純支持とした。
- 解析対象パネルの応力勾配  
 $\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$  がほぼ 0 に等しいため、荷重は一様圧縮とした。
- 荷重は右図のように変位増分  $u$  で与えた。



3) 初期不整

- 残留応力  
 応力分布・応力度とも主塔系骨組弾塑性有限変位解析と同様

○ 初期たわみ

「道示 15.3.4 仮組立」の許容誤差より、  
 ダイヤフラム間たわみ

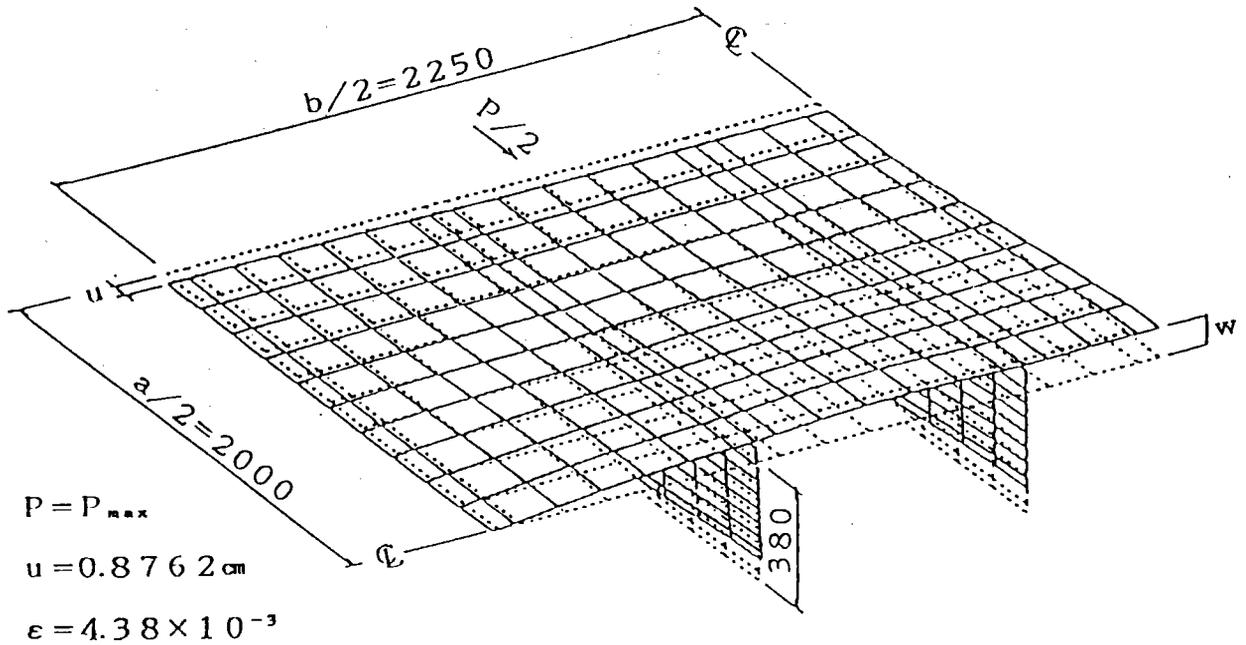
$$\delta_o = \frac{a}{1000} = \frac{4000}{1000} = 4\text{mm}$$

縦リブ間たわみ

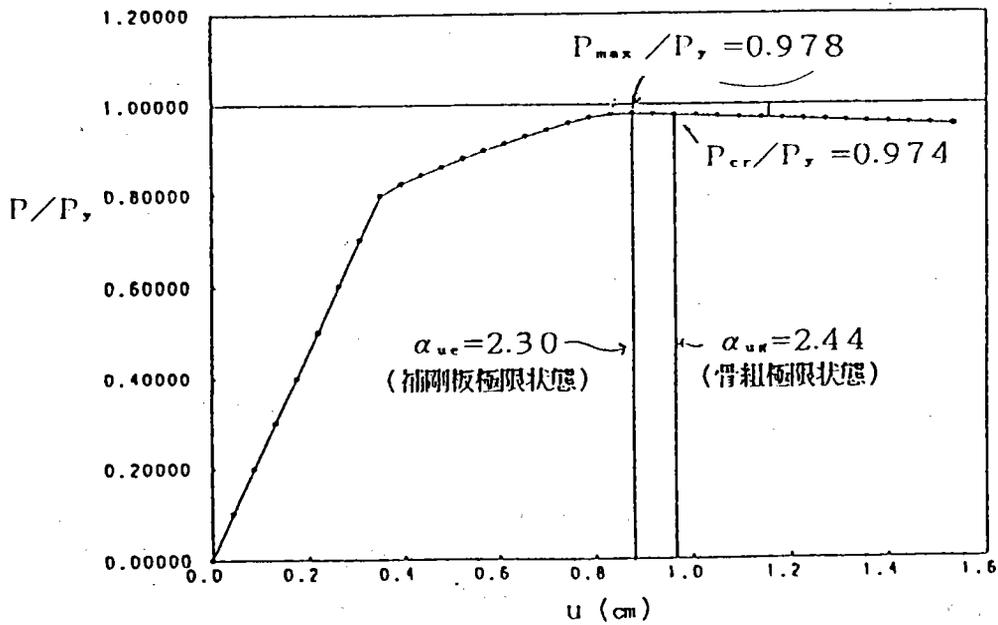
$$W_{z0} = \frac{b/n}{150} = \frac{900}{150} = 6\text{mm}$$

#### 4) 解析結果

##### ○変位図



##### ○変位と軸力の関係



$P_y$  : 降伏軸力

$P_y = \Lambda \cdot \sigma_y$

$$= 2768 \times 4600$$

$$= 12732.8 \text{ t}$$

$\Lambda$  : 断面積

$\sigma_y$  : 降伏応力度

#### 7.4 まとめ

耐荷力は下式で表される終局荷重係数 $\alpha_u$ で評価する。

$$\left. \begin{array}{l} \circ \text{橋軸方向荷重} \quad D + \alpha_u \cdot L (+\delta_{u,xx}) + T (+30^\circ) \\ \circ \text{橋軸直角方向荷重} \quad D + \alpha_u \cdot W (TT) + T (+15^\circ) \end{array} \right\} \text{式(1)}$$

上記の終局荷重係数 $\alpha_u$ は、塔骨粗弾塑性有限変位解析と補剛板弾塑性有限変位解析より算出される。

塔骨粗解析で得られた終局荷重係数を $\alpha_{u,c}$ とすると、塔骨粗解析では補剛板の局部座屈が考慮されていないため、局部座屈による低減係数をBとした場合、 $\alpha_u$ 、 $\alpha_{u,c}$ 、Bの関係は下式で表される。

$$\alpha_u = B \cdot \alpha_{u,c} \quad \text{式(2)}$$

低減係数Bを算出するために補剛板解析を実施するが、補剛板解析で得られる終局荷重係数を $\alpha_{u,c}$ とすると、低減係数Bは下式で定義される。

$$B = \frac{\alpha_u}{\alpha_{u,c}} \quad \text{式(3)}$$

明石海峡大橋の耐荷力を式(1), (2), (3)にしたがってまとめると、下表となる。

表 - 1

荷重ケース	骨組解析 荷重係数 $\alpha_{ug}$	補剛板解析 荷重係数 $\alpha_{ue}$	低減係数 B	終局 荷重係数 $\alpha_u$
D+L+T	10.14	9.33	0.920	9.33
D+W+T	2.44	2.30	0.943	2.30

補剛板が局部座屈した時点で断面が耐荷力を失うと考えた場合、上表のような終局荷重係数となる。

しかし、補剛板に作用する荷重Pが耐荷力 $P_{max}$ に達した後にひずみ量を増加させても補剛板の耐荷力は急激に低下しない。

明石主塔では、塔骨組系で補剛板が終局耐荷力 $P_{max}$ に達してから崩壊に至るまでのひずみ増加はD+L+T, D+W+Tとも微少であることから、塔骨組系崩壊時においても補剛板は $P_{max}$ と同等の荷重Pを分担していると考えられる。

よって、低減係数Bを1.0と考え、表-1を表-2のように修正する。

表 - 2

荷重ケース	骨組解析 荷重係数 $\alpha_{ug}$	補剛板解析 荷重係数 $\alpha_{ue}$	低減係数 B	終局 荷重係数 $\alpha_u$
D+L+T	10.14	10.14	1.00	10.14
D+W+T	2.44	2.44 (1.60)	1.00 (0.656)	2.44 (1.60)

( )内：下部水平材の局部座屈が発生した時点の主塔の極限状態と考えた場合

No. 8

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
<ul style="list-style-type: none"><li>1. 鋼製橋脚</li><li>2. 吊橋</li><li>3. 斜張橋</li><li>4. トラス</li><li>5. アーチ</li><li>⑥ 方杖ラーメン</li><li>7. その他</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>1. 道路橋示方書</li><li>2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム )</li><li>3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム )</li><li>④ 弾性固有値解析 (使用プログラム KASTAN )</li><li>5. その他</li></ul>
③モデル及び代表的部材の有効座屈長	
<p>添付一に示す。</p> <p>{ モデル ..... 58頁参照 有効座屈長 ..... 63頁参照</p>	

## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

使用プログラム ( MARC )

問題点とその解決法

本橋の基本設計断面に対して、非線形性の影響を照査した結果、設計荷重に対してその影響は微小であったので設計上はこれを無視しているが、念のため本橋の安全性と最終耐荷力の確認を行うため、最終設計断面に対し汎用非線形解析プログラムMARCを用いて大変形弾塑性解析を行った。

図14に下り線P、橋脚側に活荷重を半載した状態に対する解析結果を示す。解析結果より、この載荷状態での最終耐荷力 $W_{ult}$ は設計荷重 $W_{design}$ に対して $\nu=2.3$ の安全率を確保していることがわかった。

また、その他の載荷状態に対しても2.5以上の安全率を確保していることを確認した。

### 3.3 脚及び梁の有効座屈長解析

エストラメン橋では脚部及び梁部に軸圧縮力が作用するため、これらの部材に対しては梁-柱としての設計が必要となる。しかし、設計に当たっては必要となる有効座屈長の算定方法に確立されたものがなく、ため、弾性座屈安定解析結果をもとに有効座屈長を算定する。

#### 3.1 解析条件

対象橋梁：エストラメン橋（エリ線  $\textcircled{P3} \sim \textcircled{A3}$   
下リ線  $\textcircled{P6} \sim \textcircled{A6}$ ）

解析方法：平面フル、弾性座屈安定解析  
（KHI保有汎用構造解析プログラム、  
KASTAN 使用）

#### 3.2 構造モデル及び input data

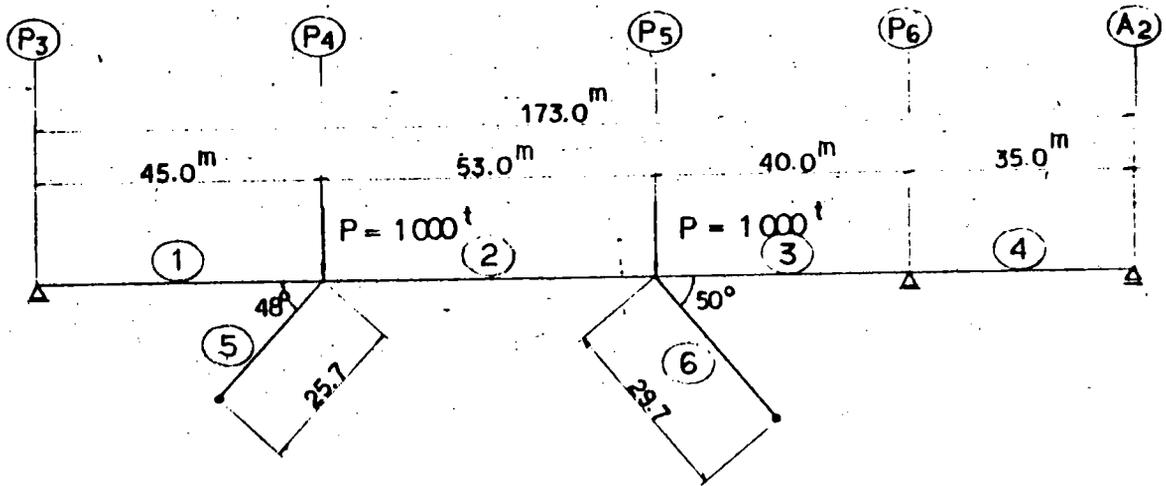
##### 1) 構造モデル

図3-1 にエリ線及び下リ線の構造モデルを示す。

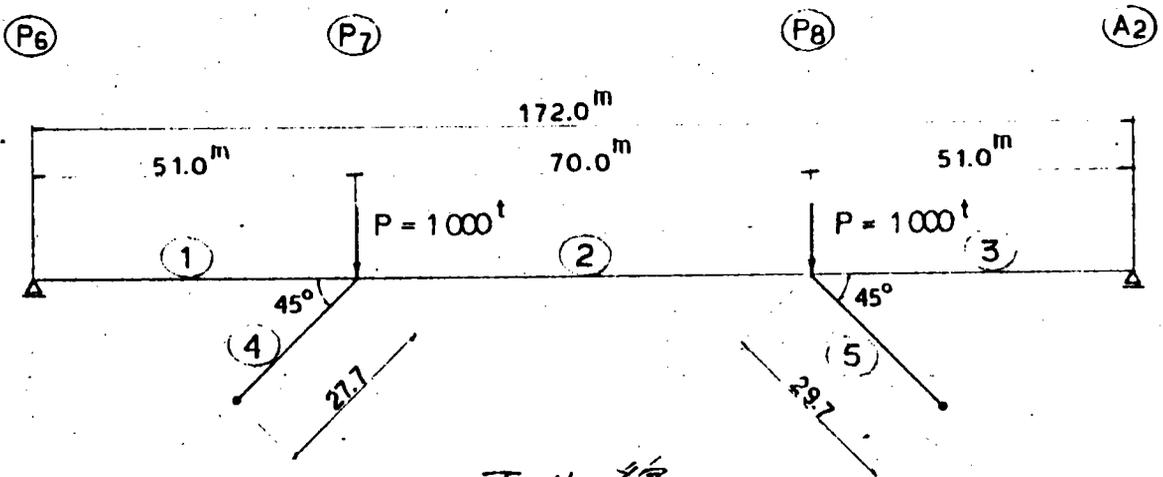
##### 2) 部材剛度及び支点条件

部材剛度は下記の通り、部材番号は図3-1 に示すものである。

なお、部材剛度は設計断面の平均値として求めた。



エリ線



下リ線

図3-1 構造モデル図

### 部材剛度

		①	②	③	④	⑤	⑥
上 リ 線	断面標 A	0.115	0.137	0.113	0.098	0.183	0.172
	断面標 B	0.070	0.083	0.067	0.059	0.068	0.069
下 リ 線	断面標 A	0.138	0.202	0.139	0.209	0.203	—
	断面標 B	0.118	0.174	0.120	0.110	0.110	—

### 支点条件

図3-1の構造モデルにおいて

△ : 鉛直方向変位拘束 他は自由

○ : 変位拘束、回転自由

である。

### 3.3 解析結果

解析結果を下表に示す。

		$\lambda$	$N^t$	$Per^t$	$I^{st}$	$leg^{st}$	$L^{st}$	$\beta$
上 リ 線	梁部	13.6	865	11760	0.083	382	53.0	0.72
	④脚	4.73	1317	6230	0.068	47.6	25.7	1.85
	⑤脚	4.73	1330	6290	0.069	45.9	29.7	1.55
下 リ 線	梁部	15.7	996	15640	0.179	480	700	0.69
	④脚	5.59	1420	7940	0.110	53.6	27.7	1.99
	⑤脚	5.59	1409	7850	0.110	53.9	29.7	1.81

ここに

$\lambda$  : 弾性応答解析における着目する部材の1次  
応答モードに対する固有値

$N$  :  $P=1000$  ㏪載荷時に着目する部材に発生する  
軸圧縮力

$P_{cr}$  : 応答荷重  $P_{cr} = \lambda \cdot N$

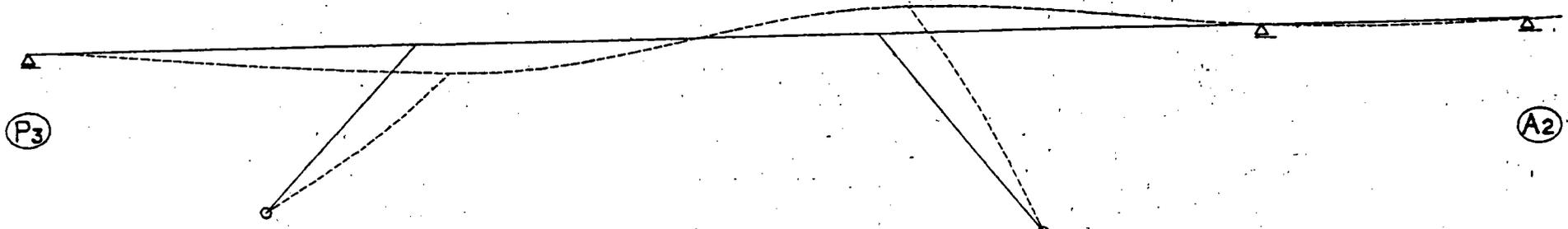
$I$  : 着目する部材の平均断面二次モーメント

$l_{eq}$  : 有効応答長  $= \beta \cdot L = \pi \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}}$

$L$  : 着目する部材の長さ

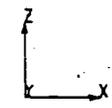
$\beta$  : 有効応答長係数

図3-2-1及び図3-2-2に上リ線及び下リ線の  
応答モードを示す。

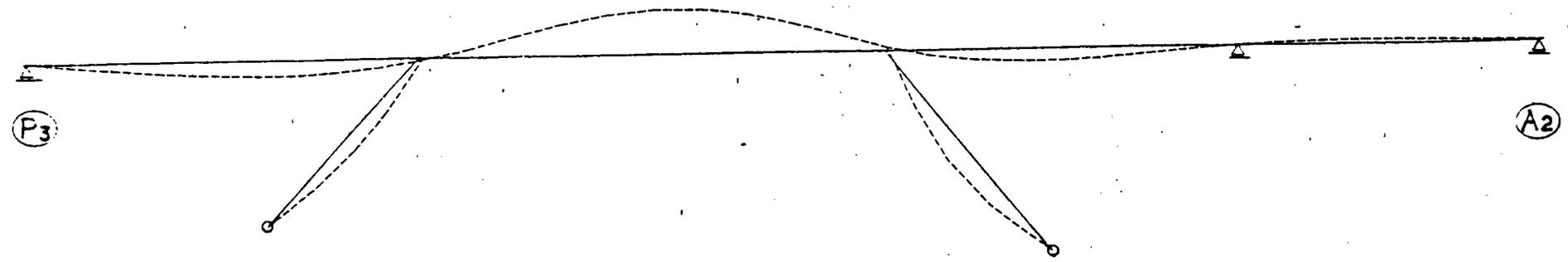


脚部座層モード

POSTPROCESSOR KASTAN \*\*\* TAURA DAI-2 KOUKAKYO NOBORI-SEN \*\*\*  
 MODE  
 BLOCK NO.= ALL MODEL SCALE= 2.00 E0 1.0 E1  
 MODE NO.= 1. (LAMBDA= 4.73 E0)



B-61



梁部座層モード

POSTPROCESSOR KASTAN \*\*\* TAURA DAI-2 KOUKAKYO NOBORI-SEN \*\*\*  
 MODE  
 BLOCK NO.= ALL MODEL SCALE= 2.00 E0 1.0 E1  
 MODE NO.= 2 (LAMBDA= 1.36 E1)

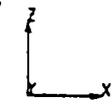
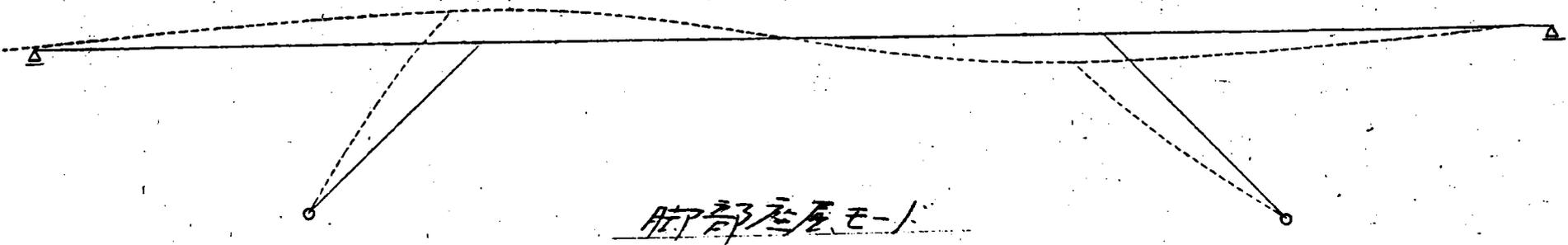


図3-2-1. 支柱ラ-メニ橋座層モード図(エリ線)

P6

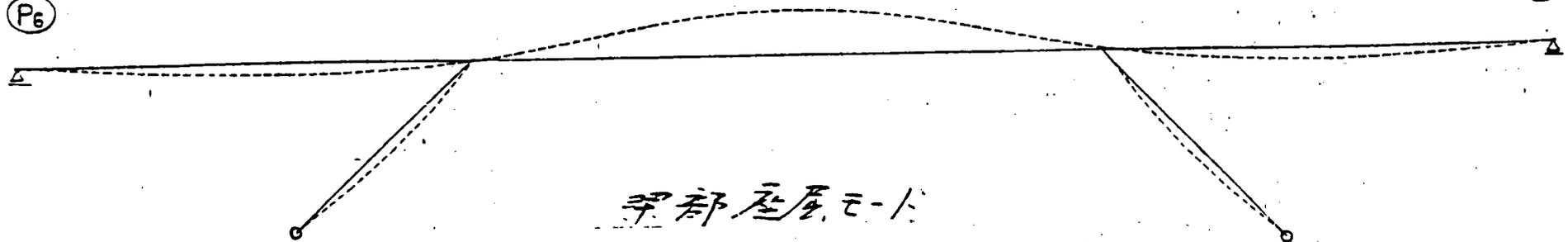


POSTPROCESSOR KASTAN \*\*\* TAURA DAI-2 KOUKAKYO KUDARI-SEN \*\*\*  
 MODE  
 BLOCK NO. := ALL MODEL SCALE = 2.00 E0 1.0 E1  
 MODE NO. := 1 (LAMBDA = 5.59 E0)



B-62

P6



POSTPROCESSOR KASTAN \*\*\* TAURA DAI-2 KOUKAKYO KUDARI-SEN \*\*\*  
 MODE  
 BLOCK NO. := ALL MODEL SCALE = 2.00 E0 1.0 E1  
 MODE NO. := 2 (LAMBDA = 1.57 E1)



図. 3-2-2 大橋ラ-メ: 橋変位モード図 (下リ線)

### 3.3 考察

以上の解析結果をもとに梁及び脚の有効  
 応居長を以下の通りに決定し、設計に供する。

		leg	備考
上リ線	梁部	53"	$\beta=10$ 有効長
	脚部	50"	$\beta_L=1.95, \beta_R=1.70$
下リ線	梁部	70"	$\beta=10$ 有効長
	脚部	55"	$\beta_L=1.99, \beta_R=1.85$

No. 9

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス ⑤アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f法 (使用プログラム ) ④弾性固有値解析 (使用プログラム KASTAN ) 5. その他
③モデル及び代表的部材の有効座屈長	
<p style="text-align: center;">添付-1 に示す。 (66頁)</p> <p style="text-align: center;">           { モデル …… 添付-2 (67頁)            { 有効座屈長 …… 添付-3 (68頁)         </p>	

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

死+活

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

床版の剛性を考慮する場合と、しない場合で値が異なる為、  
両ケースを解析した。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

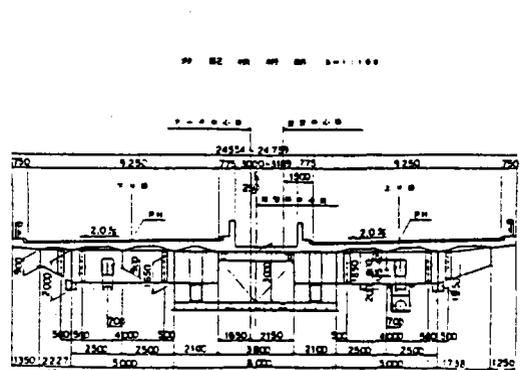
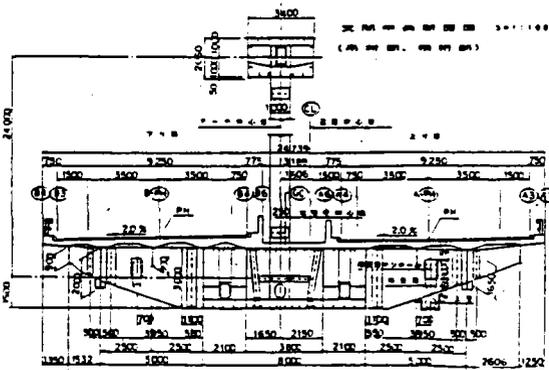
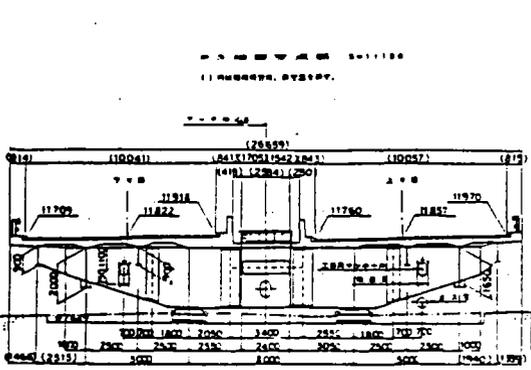
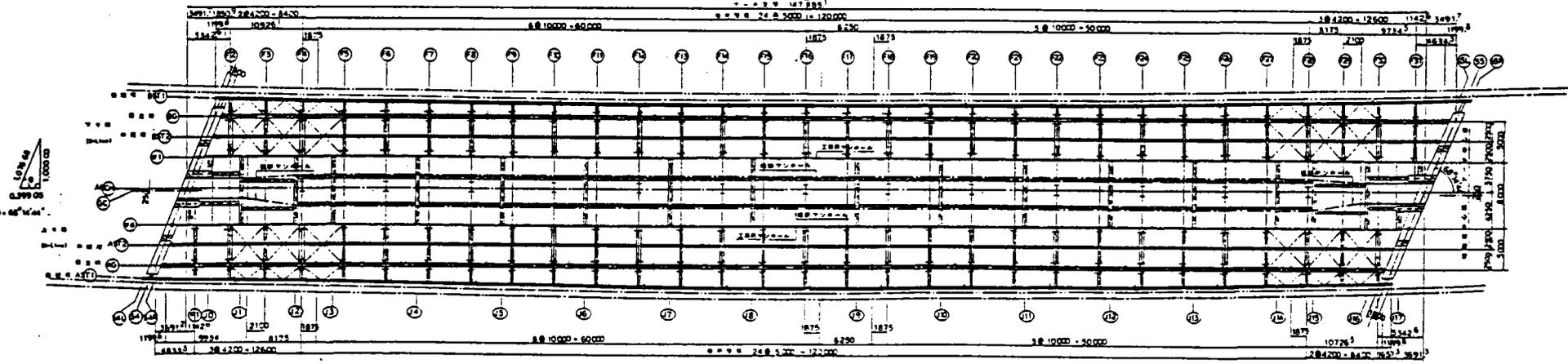
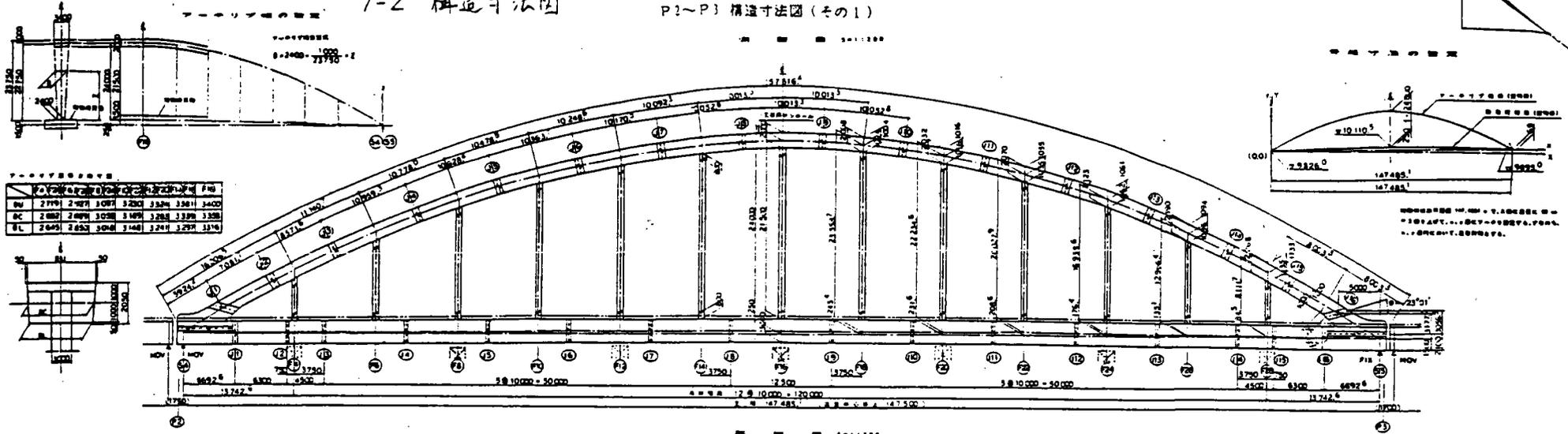
解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

使用プログラム ( )

問題点とその解決法

1-2 構造寸法図

P1~P3 構造寸法図 (その1)



1. 構造部材の呼称  
 2. 構造部材の寸法  
 3. 構造部材の位置

設計者 〇〇〇  
 校核者 〇〇〇  
 承認者 〇〇〇

株式会社 〇〇〇  
 〇〇〇〇〇〇 (土木工) 工事  
 P1~P3 構造寸法図 (その1)

日本道路公団 〇〇〇〇〇  
 〇〇〇〇〇〇

B-66

添付-1

4.3 有効座長

アーチリブの面外の有効座長は、設計荷重に対する変位の影響は小さいものと考えて弾性座屈解析によって求めるものとする。  
弾性座屈解析とは与えられた荷重パターンに対して構造物が弾性的に不安定な状態になる荷重増率およびそのときの不安定パターンを求める解析である。  
弾性座屈解析は次の2つのステップからなる。

1. 与えられた荷重パターンによる線形解を求める。

$$K_1(x) = (P)$$

$K_1$ : 剛性マトリックス

2. 線形解より非線形剛性マトリックスを求め、座屈方程式を編立て、それによって

$$[K_1 + \lambda K_2](x) = (0)$$

$K_1$ : 剛性マトリックス

$K_2$ : 非線形剛性マトリックス

となる最小の正の固有値  $\lambda$  を求める。  
構造物が不安定になるときの任意の断面  $a$  での軸方向力  $(N_c)_a$  は設計荷重作用時の軸方向力  $(N)_a$  を用いて

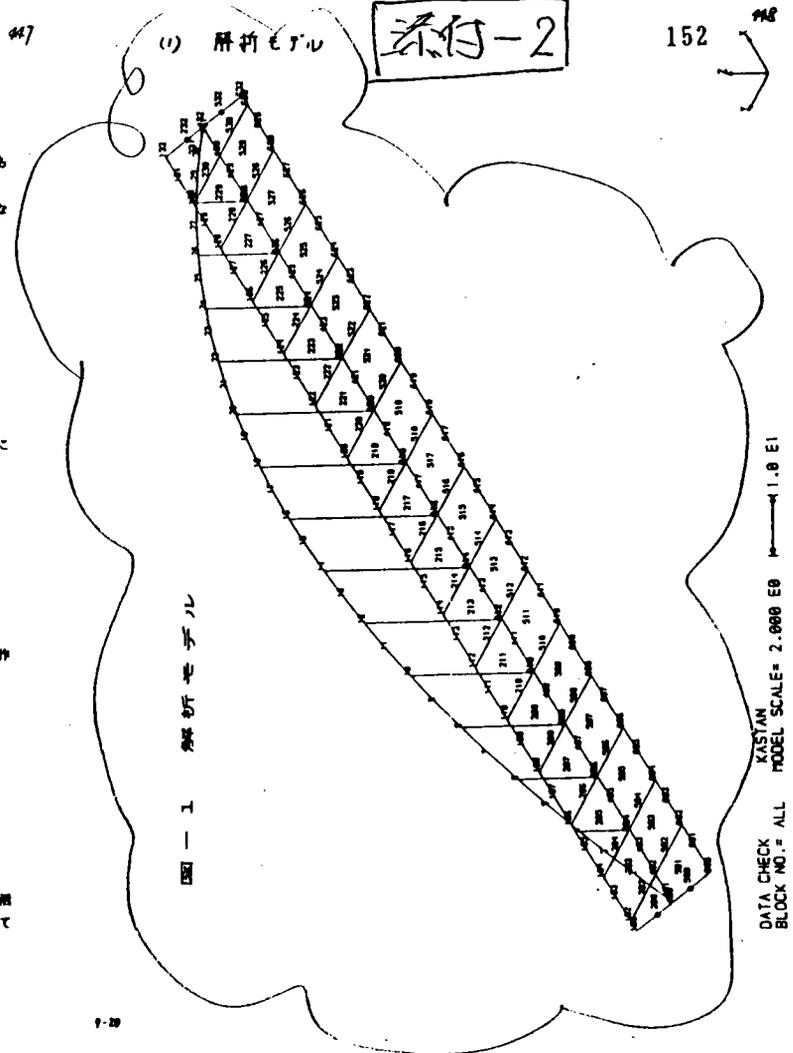
$$(N_c)_a = \lambda (N)_a$$

と表される。従って、この断面  $a$  の応力座屈に用いるべき有効座長は

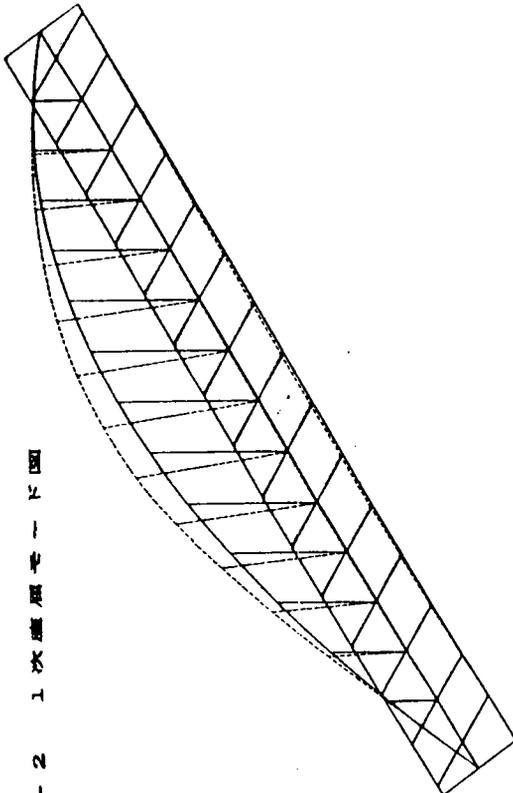
$$(l_0)_a = \sqrt{\frac{(EI)_a}{(N_c)_a}}$$

で与えられる。

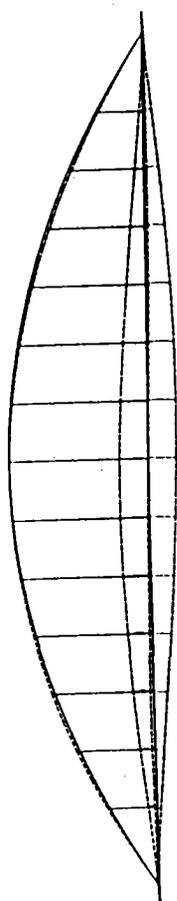
解析モデルは座屈の剛性を考慮した立体骨組構造とし、荷重状態は死荷重・活荷重を仮定する。また、座屈の剛性を考慮した場合及び架設系モデルとして解析のみの構造モデルでの解析を行うものとする。



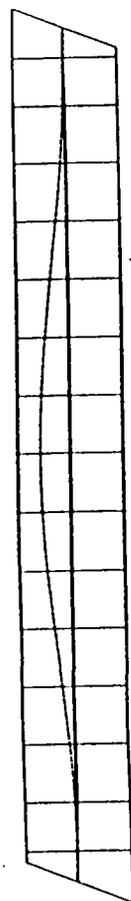
(2) 座屈モード図の荷重増率



POSTPROCESSOR KASTAN  
MODE NATORIGAWA TITAMATI  
BLOCK NO. = ALL  
MODE NO. = 1 (LAMBDA = 7.72 E9)

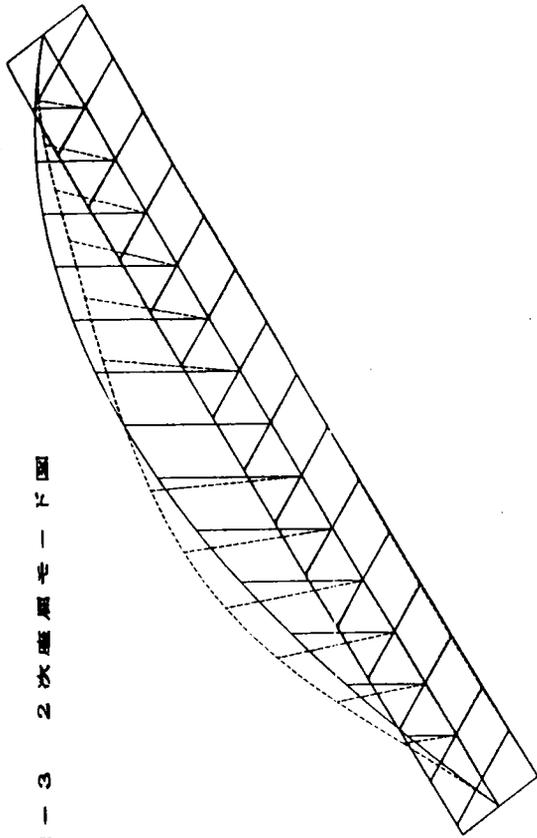


POSTPROCESSOR KASTAN  
MODE NATORIGAWA TITAMATI  
BLOCK NO. = ALL  
MODE NO. = 1 (LAMBDA = 7.72 E9)



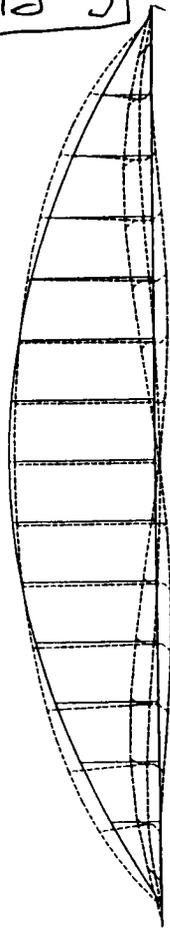
POSTPROCESSOR KASTAN  
MODE NATORIGAWA TITAMATI  
BLOCK NO. = ALL  
MODE NO. = 1 (LAMBDA = 7.72 E9)

図 1-3 2 次曲線型船中半

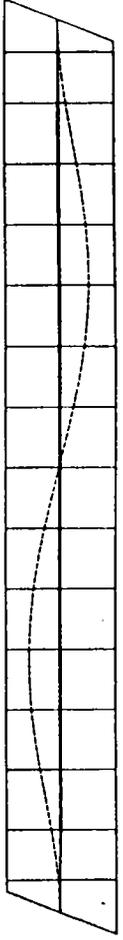


POSTPROCESSOR KASTAN  
 MODE NATORIGAWA MINAMI  
 BLOCK NO. = ALL  
 MODE NO. = 2 (LAMBDA = 8.35 EO)

添付-3



POSTPROCESSOR KASTAN  
 MODE NATORIGAWA MINAMI  
 BLOCK NO. = ALL  
 MODE NO. = 2 (LAMBDA = 8.35 EO)



POSTPROCESSOR KASTAN  
 MODE NATORIGAWA MINAMI  
 BLOCK NO. = ALL  
 MODE NO. = 2 (LAMBDA = 8.35 EO)

(3) 有効座長

1) 床版の剛性を考慮した場合

ELEMENT	POINT	LAMBDA	AXIAL.P	IZ	NS(L)	LS(a)
2	400-2	7.7212	5498.8	0.428	42441.892	45.72
3	2-3	7.7212	5489.5	0.428	42385.527	45.84
4	3-4	7.7212	5479.8	0.424	42309.088	45.57
5	4-5	7.7212	5358.2	0.419	41371.734	45.81
6	5-6	7.7212	5348.8	0.452	41299.155	47.83
7	6-7	7.7212	5203.9	0.475	40180.353	49.50
8	7-8	7.7212	5198.2	0.509	40120.899	51.28
9	8-9	7.7212	5068.1	0.532	39131.814	53.08
10	9-10	7.7212	5082.1	0.559	39085.487	54.44
11	10-11	7.7212	4961.1	0.583	38305.845	55.18
12	11-12	7.7212	4958.7	0.577	38271.872	55.90
13	12-13	7.7212	4887.1	0.572	37734.277	56.05
14	13-14	7.7212	4884.3	0.579	37712.857	56.41
15	14-15	7.7212	4848.2	0.572	37433.922	56.27
16	15-16	7.7212	4847.2	0.574	37428.201	56.38
17	16-17	7.7212	4848.4	0.574	37420.024	56.38
18	17-18	7.7212	4847.5	0.572	37428.517	56.28
19	18-19	7.7212	4881.9	0.579	37894.126	56.42
20	19-20	7.7212	4884.8	0.572	37718.518	56.08
21	20-21	7.7212	4952.5	0.577	38239.243	55.92
22	21-22	7.7212	4957.1	0.583	38274.781	55.21
23	22-23	7.7212	5055.7	0.559	39038.071	54.48
24	23-24	7.7212	5081.9	0.532	39083.942	53.11
25	24-25	7.7212	5187.0	0.509	40048.884	51.32
26	25-26	7.7212	5194.9	0.475	40110.882	49.54
27	26-27	7.7212	5335.4	0.452	41195.890	47.69
28	27-28	7.7212	5345.0	0.419	41289.814	45.87
29	28-29	7.7212	5458.8	0.424	42133.044	45.87
30	29-30	7.7212	5488.7	0.428	42209.484	45.73
32	30-432	7.7212	5474.0	0.428	42285.849	45.81

2) 床版の剛性を考慮しない場合

ELEMENT	POINT	LAMBDA	AXIAL.P	IZ	NS(L)	LS(a)
2	400-2	5.3728	5498.8	0.428	29531.033	54.81
3	2-3	5.3728	5489.3	0.428	29491.813	54.71
4	3-4	5.3728	5479.4	0.424	29438.824	54.83
5	4-5	5.3728	5358.0	0.419	28788.391	54.82
6	5-6	5.3728	5348.5	0.452	28735.351	57.10
7	6-7	5.3728	5203.7	0.475	27957.389	59.34
8	7-8	5.3728	5195.9	0.509	27915.492	61.47
9	8-9	5.3728	5087.9	0.532	27227.800	63.84
10	9-10	5.3728	5081.9	0.559	27185.564	65.27
11	10-11	5.3728	4980.9	0.583	26852.931	68.17
12	11-12	5.3728	4958.5	0.577	26829.292	67.01
13	12-13	5.3728	4888.8	0.572	26254.822	67.20
14	13-14	5.3728	4884.1	0.579	26240.318	67.62
15	14-15	5.3728	4848.0	0.572	26048.365	67.46
16	15-16	5.3728	4847.0	0.574	26040.992	67.58
17	16-17	5.3728	4848.1	0.574	26036.157	67.58
18	17-18	5.3728	4847.3	0.572	26042.804	67.47
19	18-19	5.3728	4881.6	0.579	26228.884	67.84
20	19-20	5.3728	4884.8	0.572	26243.002	67.21
21	20-21	5.3728	4952.2	0.577	26806.190	67.04
22	21-22	5.3728	4958.8	0.583	26830.904	68.19
23	22-23	5.3728	5055.4	0.559	27180.842	85.31
24	23-24	5.3728	5081.8	0.532	27183.952	83.87
25	24-25	5.3728	5188.7	0.509	27888.084	81.53
26	25-26	5.3728	5194.8	0.475	27908.508	59.39
27	26-27	5.3728	5335.0	0.452	28882.821	57.17
28	27-28	5.3728	5344.8	0.419	28714.398	54.99
29	28-29	5.3728	5458.3	0.424	29314.517	54.75
30	29-30	5.3728	5488.2	0.428	29387.708	54.83
32	30-432	5.3728	5473.8	0.428	29407.483	54.92

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

4-2 有効幅と有効座屈長

① 主桁の有効幅は慣用的な方法、すなわち着目点の曲げモーメントが最大または最小となる活荷重状態の曲げモーメントを算出し、その分布形状および基線長より等価支間長を求め、「道示」に従い有効幅を算出した。

② 主桁は軸力と2軸曲げを受ける部材として設計したが、その際使用した有効座屈長の設定については、立体骨組構造と考えると弾性座屈解析を行って得た値を採用した(表-3)。なお架設時(張出し時)の面外座屈についてはケーブル力の方向や座屈形状などを考慮し決定した。図-8に完成系の面内座屈モードの一例を示す。斜張橋の主桁に対し桁としての座屈を考慮するのは必ずしも一般的でな

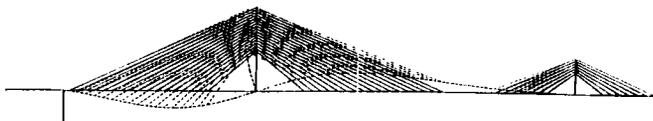
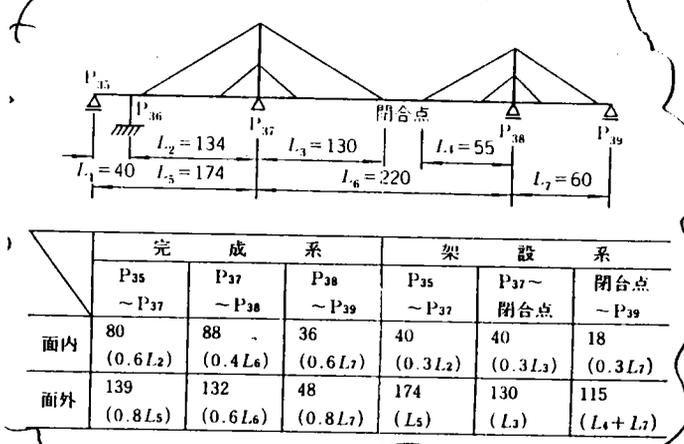


図-8 弾性座屈モード(2次, 面内座屈)

表-3 主桁の有効座屈長(単位 m)



## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

### ④有効座屈長算出時の荷重状態

### ⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

### ⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

### ⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

#### 10-2 全体耐荷力の検討 有限変位プログラム

全体耐荷力の照査は構造物が荷重に対し所定の安全率を確保しているかどうかを照査することにより行った。すなわち、安全率を $\alpha$ とすると、 $\alpha$ 倍した荷重に対し有限変位解析を行って断面力を算出し、構造各部の応力度が $\sigma_u$ 以下であるかどうかを照査することにより行った。 $\alpha=1.7$ とすれば $\sigma_u$ の値は、

$$\sigma_u = 1.7\sigma_{ta}(\sigma_{ta}; \text{許容引張り応力度})$$

あるいは  $\sigma_u = 1.7\sigma_{cat}(\sigma_{cat}; \text{局部座屈に対する許容圧縮応力度})$   
 構造物の全体耐荷力はこの他に材料の非線形性、初期変形や残留応力など多くの要因により影響を受けるので、厳密には上記の照査で十分であるとは言いがたい面もある。しかしケーブル力による不均等応力度をも考慮した弾塑性有限変位解析プログラムの特殊性や設計実務面での簡便さ等を考慮し、本橋では上記のように簡略的に

耐荷力を照査し、安全性を確認することとした。

照査は主要点の影響線により荷重載荷範囲を決定して行っている。親塔、子塔、主桁の代表的な点に対し、断面決定の際支配的であった状態について、その応力状態および許容値を図-27に示した。図からも明らかなように、応力度はすべて許容値 $\sigma_u$ 以下である。

非線形性の検討によれば、塔、主桁とも非線形性を考慮すると曲げモーメントが増加するが、これに対し本検討で許容値以上の応力度が生じていないのは次の理由によるものと思われる。

- ① 主塔のみならず主桁にも有効座屈長を考慮して設計したことで、既に非線形性について対処されていること。
- ② 活荷重に対しては設計実務上その載荷状態を一致させた状態での計算は大変複雑である。設計にあたっては、簡略的に実施したため多少安全側の設計になっていたこと。

No.11

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE I 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE I 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム MSC/NASTRAN) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

塔の有効座屈長 (面内)

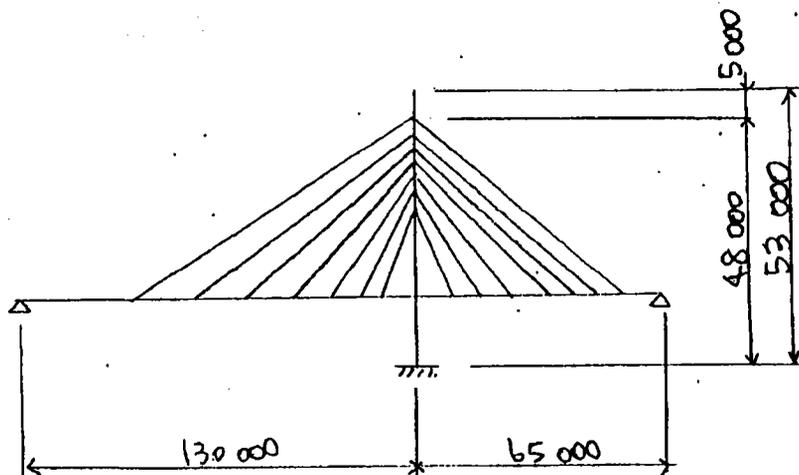
$$l = \pi \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}}$$

$$P_{cr} = \lambda N$$

$$= 13.3911 \times 3531^t$$

$$= 47284^t$$

$$l = \pi \sqrt{\frac{2.1 \times 10^9 \times 0.311}{47284}} = 36.9 \text{ m}$$



有効座屈長に関するアンケート (2/2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

- ・全死荷重
- ・ $\gamma$ -アップレストレス
- ・活荷重全載 (線荷重は主径向中央)

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

面内の有効座屈長について塔の断面深定に支配的の主荷重の載荷 $\gamma$ -スで座屈長を算出し、その他の荷重 $\gamma$ -ス $\alpha$ 断面 $\gamma$ -スについても同じ座屈長で余裕の照査を行っていたことは疑問を感じる。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

①全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
 使用プログラム ( EPASS ) 弾塑性有限変位解析

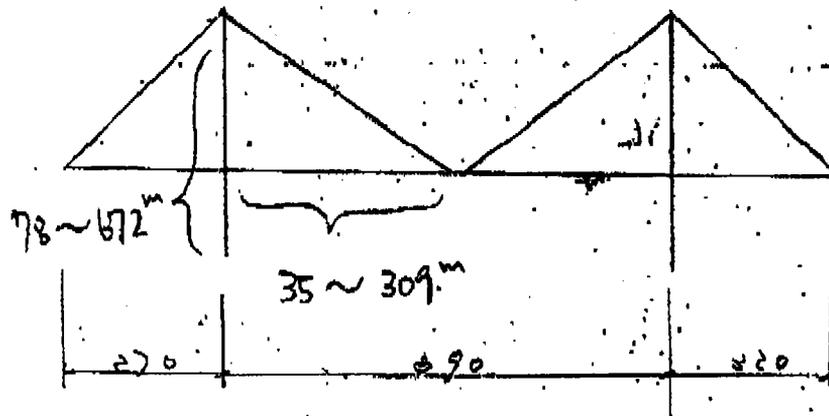
問題点とその解決法

- ①要素の設定 { 主桁 - 弾性梁要素 } とする主桁は過大断面としたり主桁も最終的には弾塑性指断面要素としたり  
 { 塔 - 弾塑性指断面要素 }
- ②荷重 $\gamma$ -ス 初期 $\gamma$ -スと残留力の設定法  
 小松・中尾・北田の論文参照
- ③結果の評価法 AASHTOを適用

No.12

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 ② 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方柱ラーメン 7. その他	① 造路橋示方書 ② 本四公団 (平均断面を用いたE f法) (使用プログラム FRAME ) ③ 各断面毎の剛度を用いたE f法 (使用プログラム FRAME ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム FRAME, RITTAI) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



有効座屈長に関するアンケート (2/2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

常時  $\alpha(D+P_3+L+T+SD)$  又は  $1.0(D+P_3+T+SD)+\alpha L$   
 $L$ は着目部材の軸力が最大となる位置に、影響線載荷

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

垂直応力度が許容応力度と比較して小さな部材(例えば、軸力の小さな部材や曲げ圧縮応力度の中で曲げ応力度の占める割合の大きな部材)では有効座屈長が極端に長くなり、非現実的な座屈長を与える。

工学的に妥当と判断できる有効座屈長を用いるが、さもなくば弾塑性有限変形解析を用いる。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

線型弾性座屈解析ではかなり危険側の固有値を与えることがある。

実際の安全率は本四公団のE<sub>f</sub>法による値が比較的実情に近いと思われた。  
 E<sub>f</sub>の中にさらに局部座屈による極限解荷力の低減も含めた方が望ましい。

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 弾性有限変位解析 非弾性有限変位解析 ・その他( )  
 使用プログラム( )

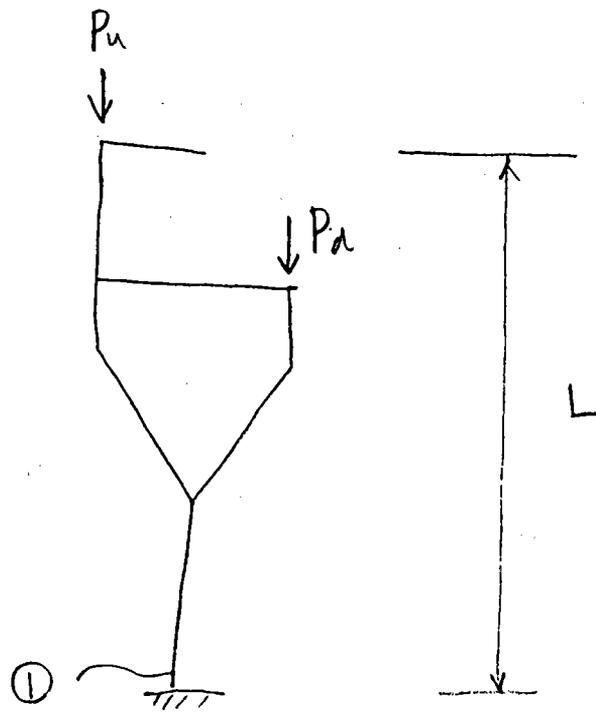
問題点とその解決法 弾性有限変位解析では、材料非線型の影響が考慮できず、弾塑性有限変位解析も解析法がまちまちで信頼性に疑問が残る。ある程度公に認められた解析法を標準化する必要がある。

有効座屈長に関するアンケート (1 / 2)

会社名		記入者	
-----	--	-----	--

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE1法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE1法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム COSMOS ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



荷重  $P_u$  or  $P_d$

有効座屈長  $l_e = 2.2 L$

安定照査 → 道示

支配荷重  $D+W$  or  $D+W+T$

## 2. Y型橋脚の有効座屈長

### 2.1 検討の目的

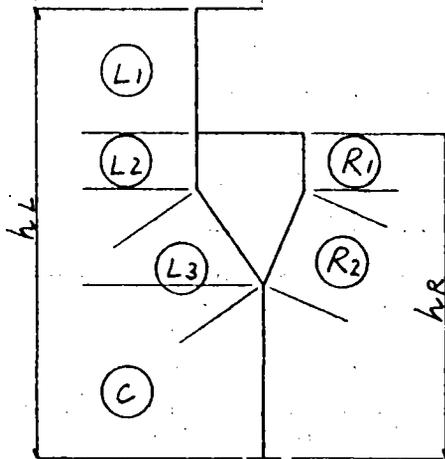
本橋脚は形状がY字形をしており、道路橋示方書の定めるラーメンの有効座屈長を適用することは困難である。したがって、ここでY型橋脚を対象とした線形弾性座屈解析を行い、柱としての有効座屈長を決定することとする。

検討は標準タイプ、右シフトタイプの2種類について行うものとする。

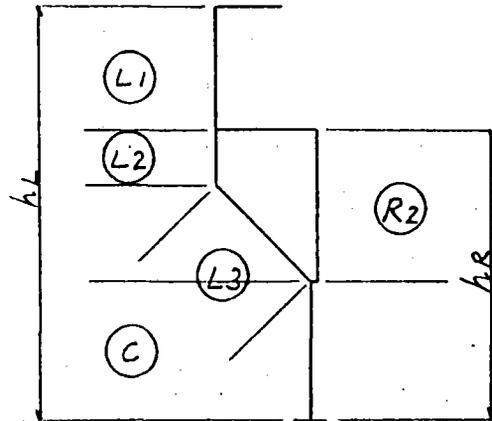
本橋脚は下段桁と剛結構造となっている。そのため、座屈時の水平移動に対して、下段桁は面内、面外ともにある程度の拘束効果を持っていると考えられる。ただし、下段桁の反間長、着目橋脚が端支点か中間支点か等により効果の大きさが異なる。また、下段桁の剛結の影響を考慮しない方が設計上安全側に評価できる。したがって、検討に当たっては下段桁の剛結の影響は考慮しないものとする。

## 2.2 検討結果

標準柱



右シフト柱



部材設計用有効座屈長

部材	(稜軸直角方向) 面内有効座屈長	(稜軸方向) 面外有効座屈長
(L1)	1.1 hL	1.5 hL
(L2)	"	"
(L3)	1.4 hL	2.0 hL
(R1)	1.1 hR	1.5 hR
(R2)	1.4 hR	2.0 hR
(C)	2.2 hL	2.3 hL

右シフト柱、特殊柱も同じ有効座屈長とする。

部材設計用の有効座屈長と座屈解析の比較

(m)

橋脚種別	部材	面内有効座屈長		面外有効座屈長	
		設計式	解析値	設計式	解析値
標準柱 (P98)	(L1)	25.8	29.4	35.1	39.2
	(L2)	25.8	29.6	35.1	39.5
	(L3)	32.8	32.1	46.8	45.8
	(R1)	18.8	16.5	25.6	22.5
	(R2)	23.9	22.7	34.1	31.5
	(C)	51.5	48.2	53.8	50.0
右シフト柱 (P95)	(L1)	23.8	21.5	32.9	31.1
	(L2)	23.8	22.0	32.9	31.9
	(L3)	30.3	28.4	43.2	41.7
	(R2)	21.4	19.8	30.5	25.6
	(C)	49.7	46.0	49.7	49.1

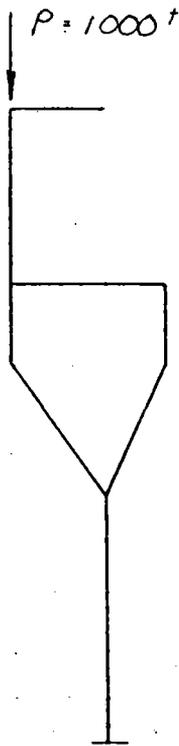


仮定剛度

	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	面内断面2次モーメント $I_y$ (m <sup>4</sup> )	面外断面2次モーメント $I_z$ (m <sup>4</sup> )	ねじり定数 $J$ (m <sup>4</sup> )
①	0.620	0.882	0.923	1.19
②	0.572	0.814	0.848	1.08
③	0.644	0.916	0.960	1.24
④	0.629	0.403	0.801	0.652
⑤	0.294	0.198	0.377	0.314
⑥	0.354	0.240	0.460	0.399
⑦	0.324	0.219	0.418	0.357
⑧	0.315	0.186	0.380	0.336
⑨	0.275	0.166	0.316	0.283
⑩	0.240	0.088	0.263	0.173

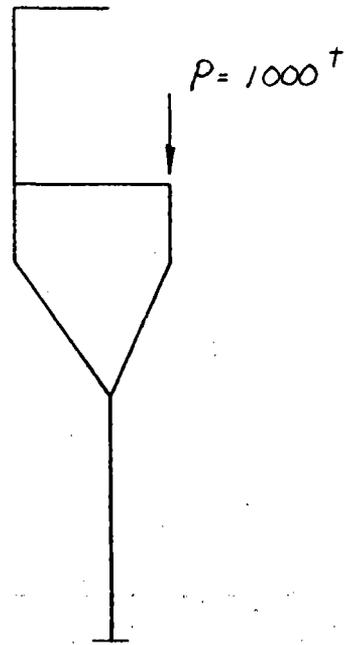
## 2) 荷重条件

Case 1



左柱に着目

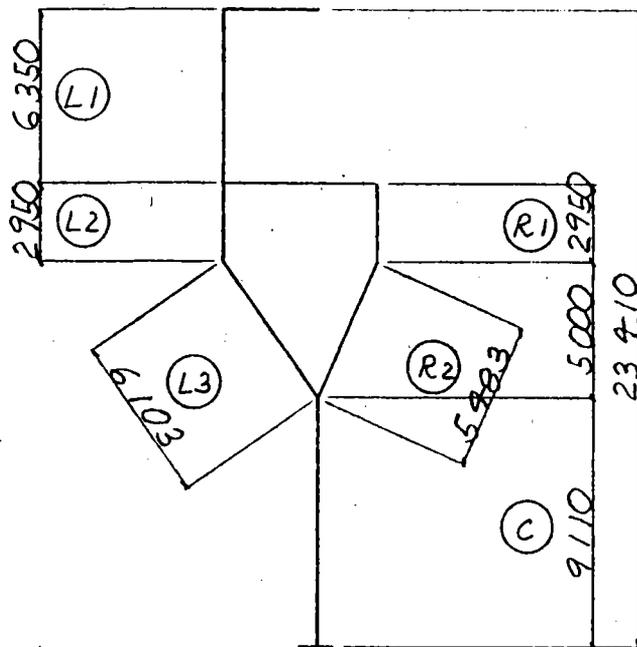
Case 2



右柱に着目

柱と梁の有効座屈長は荷重状態、柱、梁の剛比等によって変化する。ここでは、上図のように左右の柱頂部に鉛直荷重のみを載荷し、座屈長さを求める。

### 3) 解析結果



#### 部材の平均剛度

部 材	面内断面2次E-軸 $I_y$ (m <sup>4</sup> )	面外断面2次E-軸 $I_z$ (m <sup>4</sup> )
(L1)	0.219	0.419
(L2)	0.226	0.432
(L3)	0.352	0.695
(R1)	0.198	0.377
(R2)	0.357	0.705
(C)	0.854	0.892

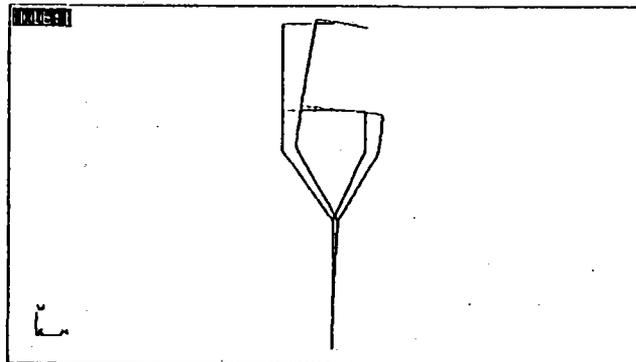
面内座屈

Case	固有値 $\alpha$	部 材	圧縮軸力 $N$ (t)	座屈荷重 (t) $N_{cr} = \alpha N$	座屈長係数 $\beta$	有効座屈長 $l_e = \beta l$ (m)
1	76.26	(L1)	1000	76 260	3.84	29.4
		(L2)	1014	77 330	8.34	29.6
		(L3)	929.4	70 880	5.26	32.1
		(C)	1000	76 260	5.29	48.2
2	151.1	(R1)	1001	151 300	5.58	16.5
		(R2)	953.2	144 000	4.13	22.7
		(C)	1000	151 100	3.76	34.2

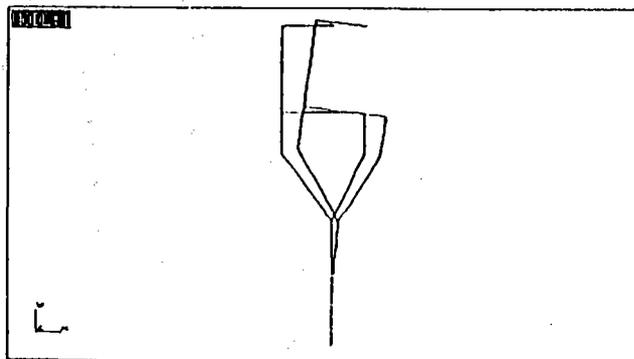
$$\beta = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI_y}{N_{cr}}}$$

E-D 図

Case 1



Case 2



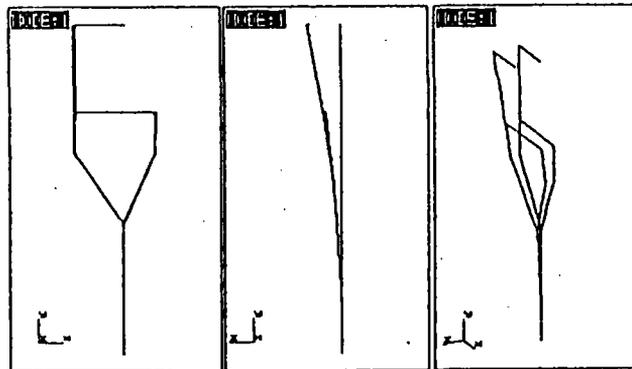
# 面外座屈

Case	固有値 $\alpha$	部材	圧縮軸力 $N$ (t)	座屈荷重 (t) $N_{cr} = \alpha N$	座屈長係数 $\beta$	有効座屈長 $l_e = \beta l$ (m)
1	74.02	(L1)	1000	74 020	5.39	39.2
		(L2)	1019	75 060	11.7	39.5
		(L3)	929.4	68 790	7.50	45.8
		(C)	1000	74 020	5.49	50.0
2	154.1	(R1)	1001	154 300	7.63	22.5
		(R2)	953.2	146 900	5.75	31.5
		(C)	1000	154 100	3.80	39.6

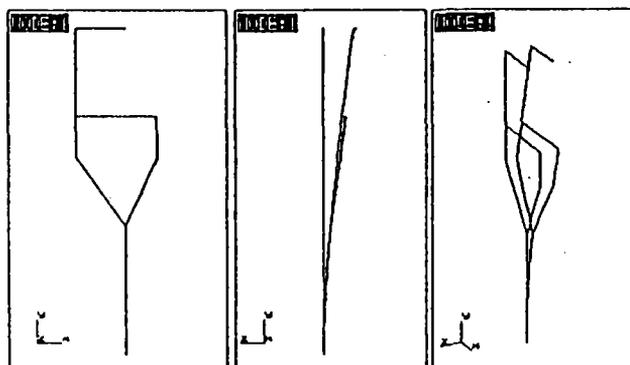
$$\beta = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI_z}{N_{cr}}}$$

E-I 図

Case 1



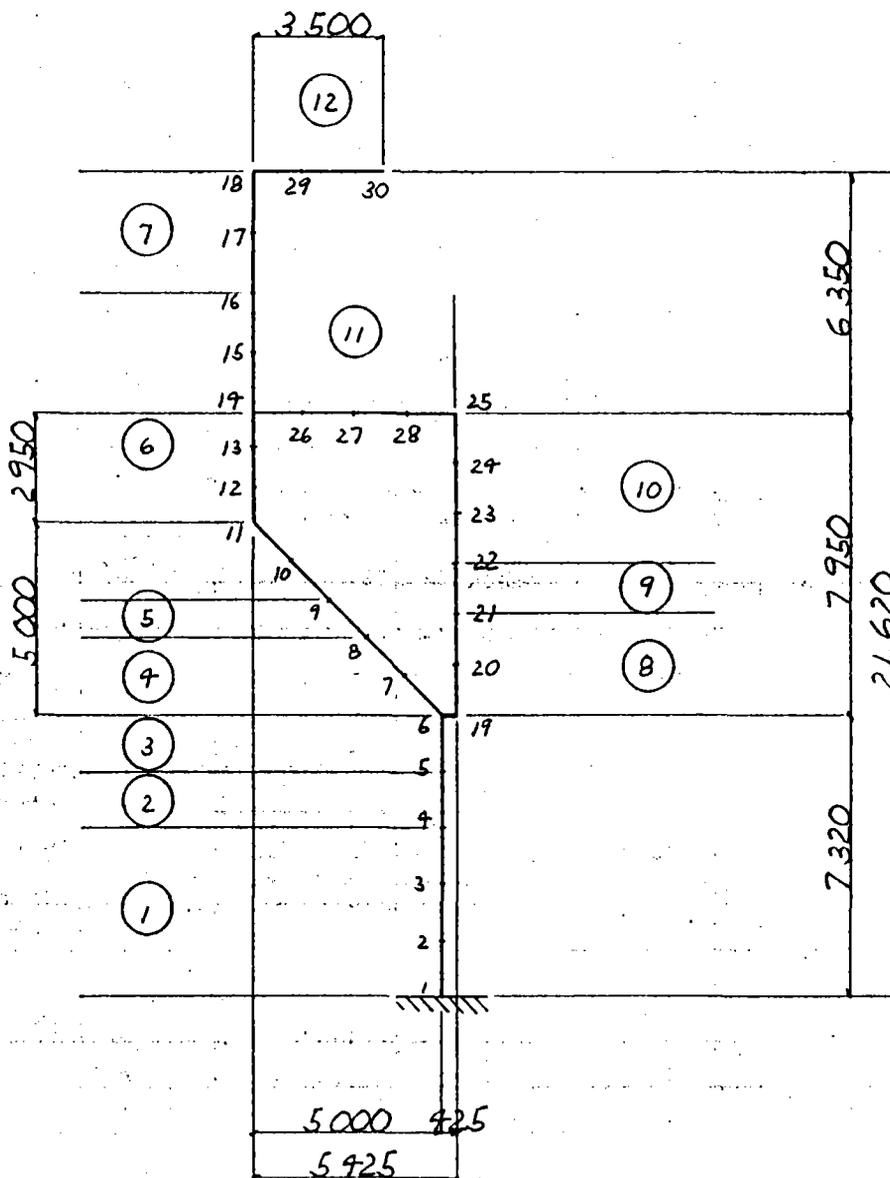
Case 2



参-2. 右シフト柱の座屈解析

1) 解析モデル

右シフト柱として P95 の骨組、剛度をモデル化する。

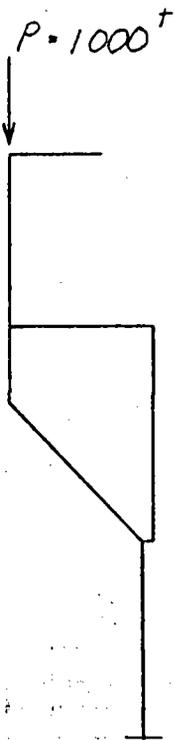


仮定剛度

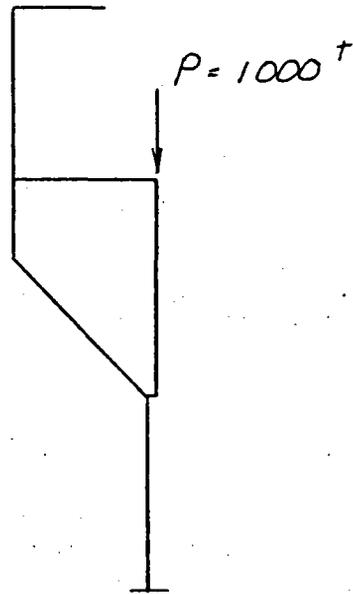
	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	面内断面2次モーメント $I_y$ (m <sup>4</sup> )	面外断面2次モーメント $I_z$ (m <sup>4</sup> )	ねじり定数 $J$ (m <sup>4</sup> )
①	0.596	0.898	0.885	1.13
②	0.452	0.691	0.661	0.810
③	0.819	1.11	1.12	1.32
④	0.675	0.429	0.858	0.694
⑤	0.374	0.254	0.488	0.428
⑥	0.294	0.198	0.377	0.314
⑦	0.264	0.177	0.336	0.272
⑧	0.690	0.506	0.892	0.781
⑨	0.383	0.298	0.508	0.481
⑩	0.301	0.233	0.392	0.353
⑪	0.257	0.153	0.303	0.265
⑫	0.213	0.079	0.230	0.150

2) 荷重条件

Case 1

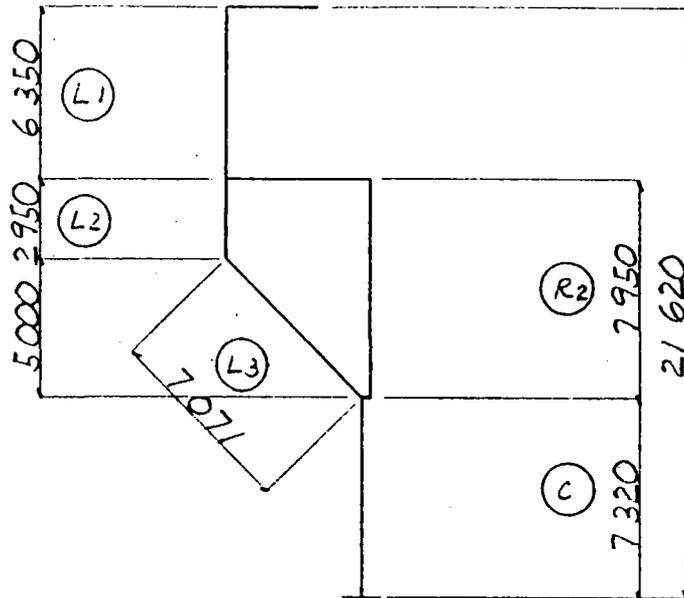


Case 2



標準柱と同様に2ケースを考える。

### 3) 解析結果



#### 部材の平均剛度

部材	内断面二次モーメント $I_y \text{ (m}^4\text{)}$	外断面二次モーメント $I_z \text{ (m}^4\text{)}$
(L1)	0.188	0.357
(L2)	0.198	0.377
(L3)	0.302	0.592
(R2)	0.335	0.578
(C)	0.859	0.887

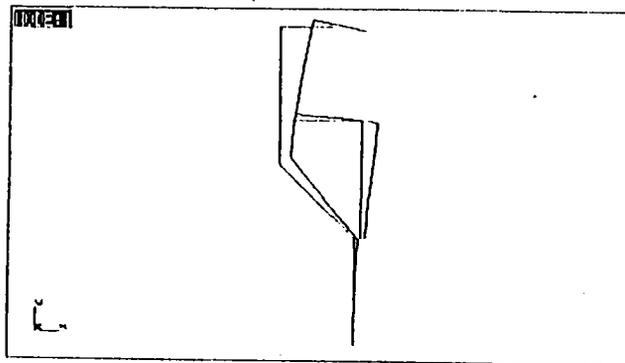
# 面内座屈

Case	固有値 $\alpha$	部材	圧縮軸力 $N(t)$	座屈荷重 ( $\times$ ) $N_{cr} = \alpha N$	座屈長係数 $\beta$	有効座屈長 $l_e = \beta l (m)$
1	89.15	(L1)	1000	89150	3.39	21.5
		(L2)	1010	89990	7.95	22.0
		(L3)	923.3	77700	4.01	28.4
		(C)	1000	89150	6.28	46.0
2	185.8	(R2)	956.8	177800	2.99	19.8
		(C)	1000	185800	4.23	31.0

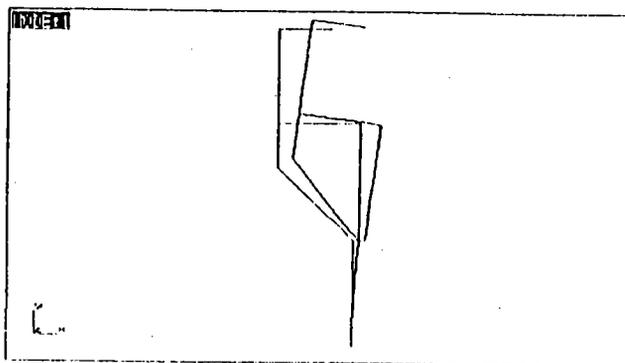
$$\beta = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{E I_y}{N_{cr}}}$$

E-F 図

Case 1



Case 2



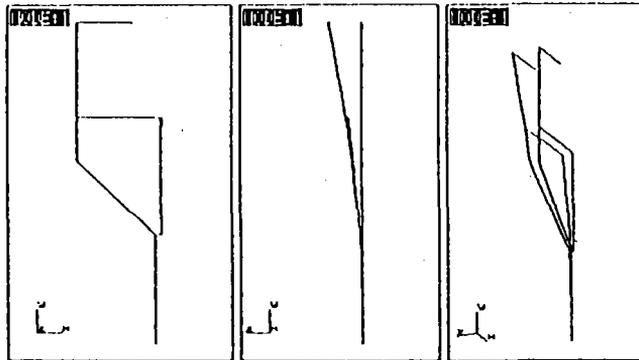
# 屈曲座外

Case	固有値 $\alpha$	部材	圧縮軸力 $N$ (t)	屈曲荷重 ( $\alpha$ ) $N_{cr} = \alpha N$	屈曲長係数 $\beta$	有効屈曲長 $l_c = \beta l$ (m)
1	76.31	(L1)	1000	76310	4.90	31.1
		(L2)	1010	77070	10.8	31.9
		(L3)	923.3	70460	5.90	41.7
		(C)	1000	76310	6.71	49.1
2	191.5	(R2)	956.8	183200	3.22	25.6
		(C)	1000	191500	4.23	31.0

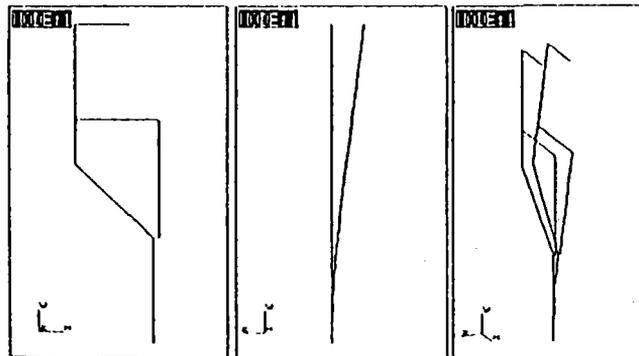
$$\beta = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI_z}{N_{cr}}}$$

E-F 図

Case 1



Case 2



有効座屈長に関するアンケート (1/2)

会社名		記入者	
①解析した構造型式		②有効座屈長の算出方法	
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン ⑦ その他 (Vログラーメン)		1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE1法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE1法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム <b>NASTRAN</b> ) 5. その他	

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

・モデル

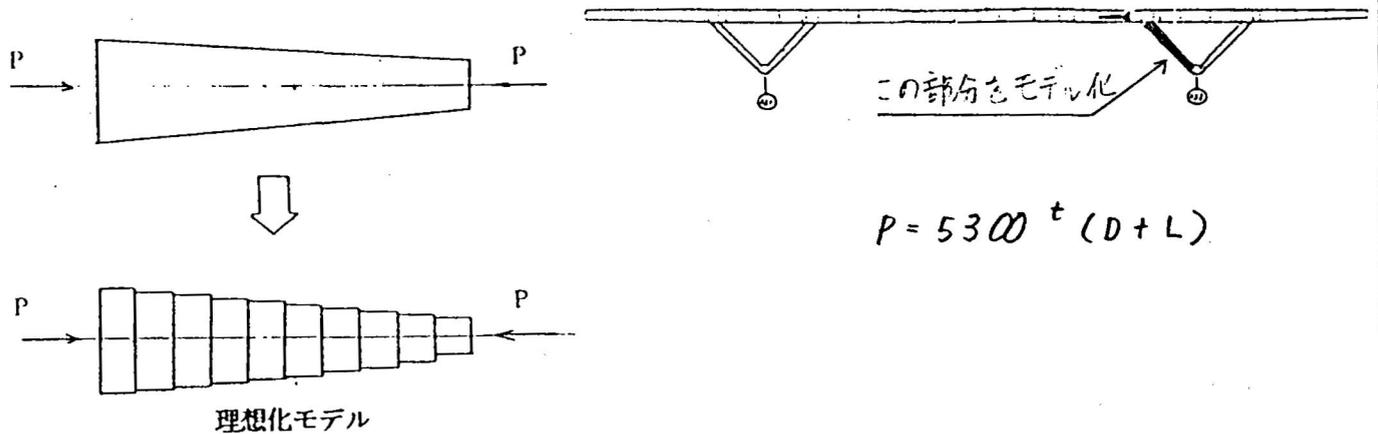


図3 固有値解析モデル

・有効座屈長

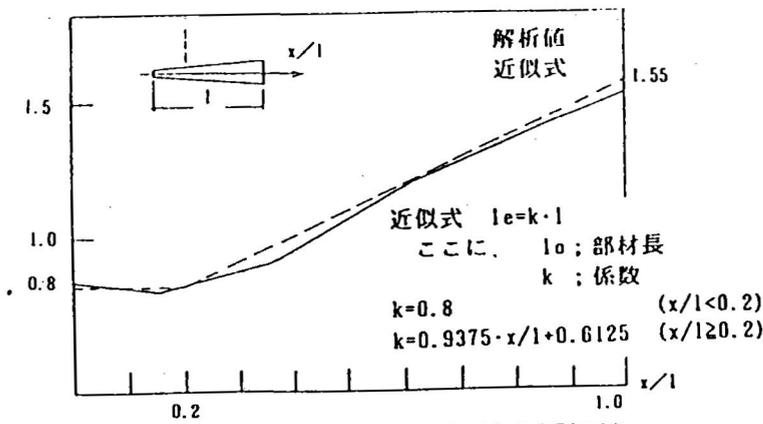


図4 有効座屈長の解析値と近似値

$$l_x = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_x}{\lambda P}}$$

ここに  $I_x$  : 任意点  $x$  の断面二次モーメント

有効座屈長に関するアンケート (2/2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

・固有値解析は 常時荷重(D+L)の軸力のみが作用した状態で行った。

(  $\sigma_{cr}$  を求めるための解析であるので、軸力のみとした。実際には、曲げモーメントの比率の方が大きい。 )

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

線形座屈を基本に

道示の  $\sigma_{cr}$  は、等断面の梁・柱モデルより得られる有効座屈長をパラメータとしているので、構造が複雑なものの安定照査にこの  $\sigma_{cr}$  を用いようとすると、有効座屈長の算出に際して抽出する部材の境界条件とか荷重の載荷条件が明確でなくなる。

(解決) ... 両端をヒンジにして、安全側に収める。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

- ・小慣用法 (道示, 固有値解析)
  - ・ $E_f$  法
- } 両者とも基本的には同じであり

$E_f = E \sigma_{cr} / \sigma_E$  の  $\sigma_{cr}$  が軸力だけが作用した値であることに本質的な問題があると思われる。

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

使用プログラム ( 汎用の弾塑性有限変位解析プログラム )

問題点とその解決法

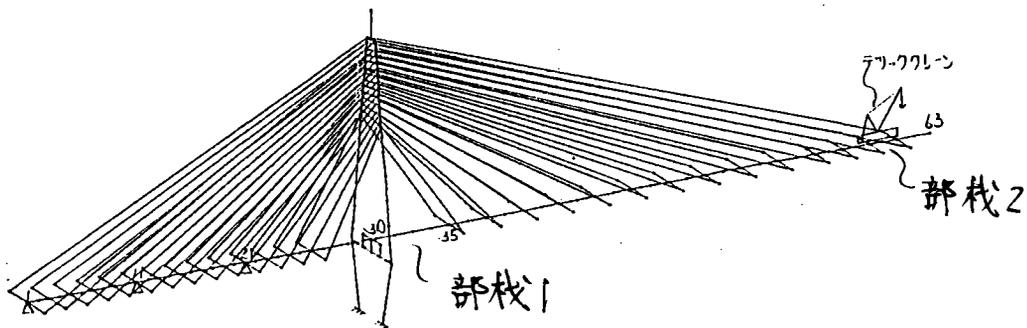
- 問題点
- ・荷重状態が限定される。
  - ・局部座屈の評価ができない。→ 連成座屈
  - ・降伏によるせん断抵抗の減少が評価できない。→ せん断力が卓越する断面については、実際のある評価ができない。
- 解決 → なし

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いた E f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いた E f 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム NASTRAN ) 5. その他

架設系での安定  
照査

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

モデル図 (立体骨組)



座屈固有値を用いて算定した有効座屈長

部材-1 面内 58.5" 面外 267"

部材-2 面内 115" 面外 700"

部材1~2の間は、ほとんど部材1と変わらない。  
部材2の付近で、急激に座屈長が増加

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

1. 死荷重 + 地震荷重 (架設荷重を含む)
2. 死荷重 + 風荷重 (架設荷重を含む)
3. 死荷重 (架設荷重を含む)

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

載荷々重状態で軸力の小さな部材は、座屈長が異常に大きくなったが、完成時に発生する断面力により断面が決定されていたため、特に問題とはならなかった。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

使用プログラム ( )

問題点とその解決法

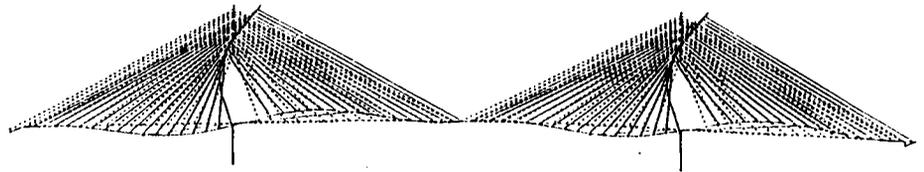
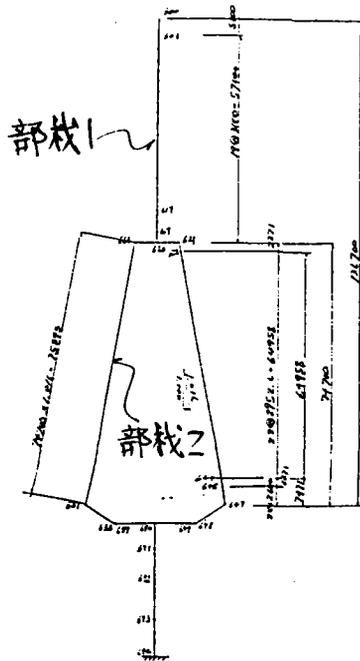
No.16

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③斜張橋 ( ) 主塔 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	① 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム NASTRAN ) ⑤ その他 座屈モード形状より想定

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

面内モデル (平面骨組)

面外モデル (平面骨組)



	有効座屈長	
	面内	面外
部材1	120 m	120 m
部材2	(126 ~ 355)	(70 ~ 247)
	92 m	92 m
	(66 ~ 79)	(79 ~ 90)

数値は、モード形状等を考慮して採用した値  
 ( )内は、座屈固有値から求められる値

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

死荷重(プレストレスを含む)のみ。

\*面外座屈解析用全橋モデルに対しても、主塔部のみの荷重載荷として  
いる。→桁とケーブルは、弾性支持効果を再現するためにモデル化

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

軸力の小さな部材については、座屈固有値から算出される座屈長が異常  
に大きくなる。しかし、これらの部材が、その程度の耐荷力しな有しないとは  
考えられず、軸力支配の部材ではないことから、異常値として無視する  
こととした。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

同上。

最終的には、モード形状より、理想柱と等価となる係数を設定して  
座屈長を決定し、固有値から求めらる値と対応することを確認した。

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
使用プログラム ( )

問題点とその解決法

No. 17

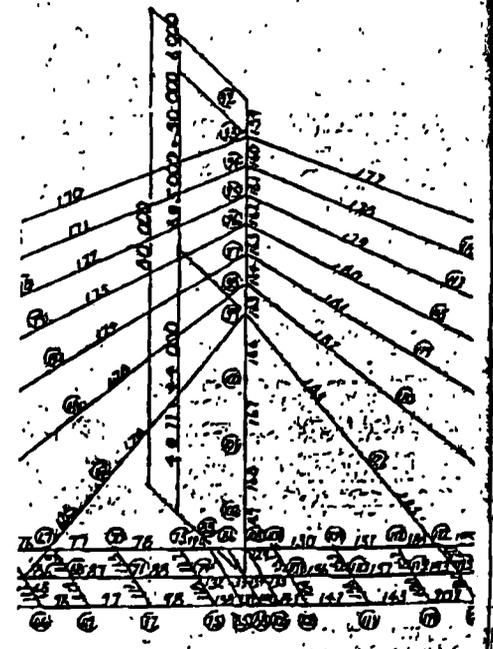
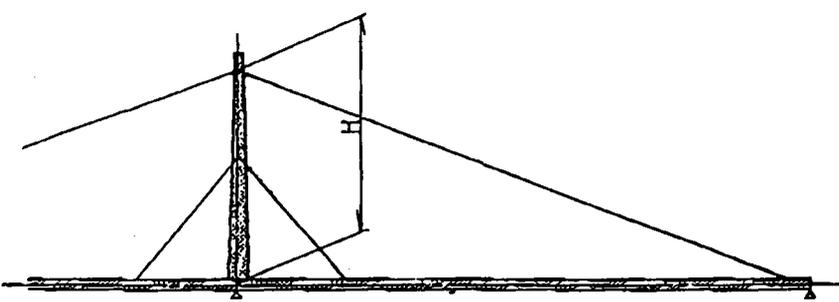
①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f法) (使用プログラム) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f法 (使用プログラム) 4. 弾性固有地解析 (使用プログラム) 5. その他 任. 斜張橋の既往の設計事例を参考に 定む。

④モデル及び代表的部材の有効座屈長

斜張橋の塔の有効座屈長

{ 橋軸方向  $0.7H$   
 { 橋軸垂直方向  $H$

ここで  $H$  は塔高 (主桁軸心から最上段ケーブル取付点までの距離) である。



有効座屈長に関するアンケート (2/2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

弾性座屈解析を実施しているが、載荷状態による有効座屈長の使用についてはしていない。

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

独立体系形式の斜張橋の塔に対する既往の設計事例では、橋脚直角不法曲げに対する有効座屈長のとり方は幅が約(0.8H ~ 2H)、その値を適用するに判断に困る。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

構造計算を行った有効座屈長を定めた訳ではないが、算出方法の違いによる問題点を把握している。初期不整に付加曲げモーメントの発生を想定し、これら考慮した塔の設計断面力を定めた。

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合 耐荷力の照査は実施していない。

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
 使用プログラム ( )

問題点とその解決法

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス ⑤ アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE1法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE1法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有他解析 (使用プログラム NASTRAN ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

計算モデルを図-1, 2および表-1に示す。

当計算は図-1のようなニールセン単弦ローゼ桁橋が、道示で要求する面外座屈安全性を保証でき、静的範囲で合理的、経済的に成り立つかどうかを調べるために行ったものである。

ほかに、フィーレンディール横支材、トラス支材を有するタイプとの傾向比較を行っている。(図-4)参照、床組は上下層ともタイと剛結した鋼床版

有効座屈長 (le) は

当計算の場合	54.6 m	
道示によれば	43.2 m	] 上層床長を仮想支間とする。
小松、崎元式は	40.9 m	

## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

## ④有効座屈長算出時の荷重状態

図-3に示す。

## ⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

アーチ・リブの全部位断面は1eを用いて、部材として設計 ( $S_f > 1.7$ ) し、全体座屈安全率 ( $S_f > 2.0$ ) は線形座屈解析の1次座屈荷重を用いて検証することが、どれだけ一般性をもって確度のあるものか明確でない。が計画上は、解析事例、施工事例もふまえて、安全側であることが言えれば問題がない。アーチ橋ではこのような手法がよく用いられていること、後日非弾性解析を行って照査するように注文をつけたこと、カネもないことから、追求して終局強度まで検討していない。

## ⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

道示、崎元式より、1eが30%程度長くなった。  
アーチ起拱部の固定条件が十分確保される場合だけ、このような簡用式が、適用できるものと思われた。

## ⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析  非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
使用プログラム ( )

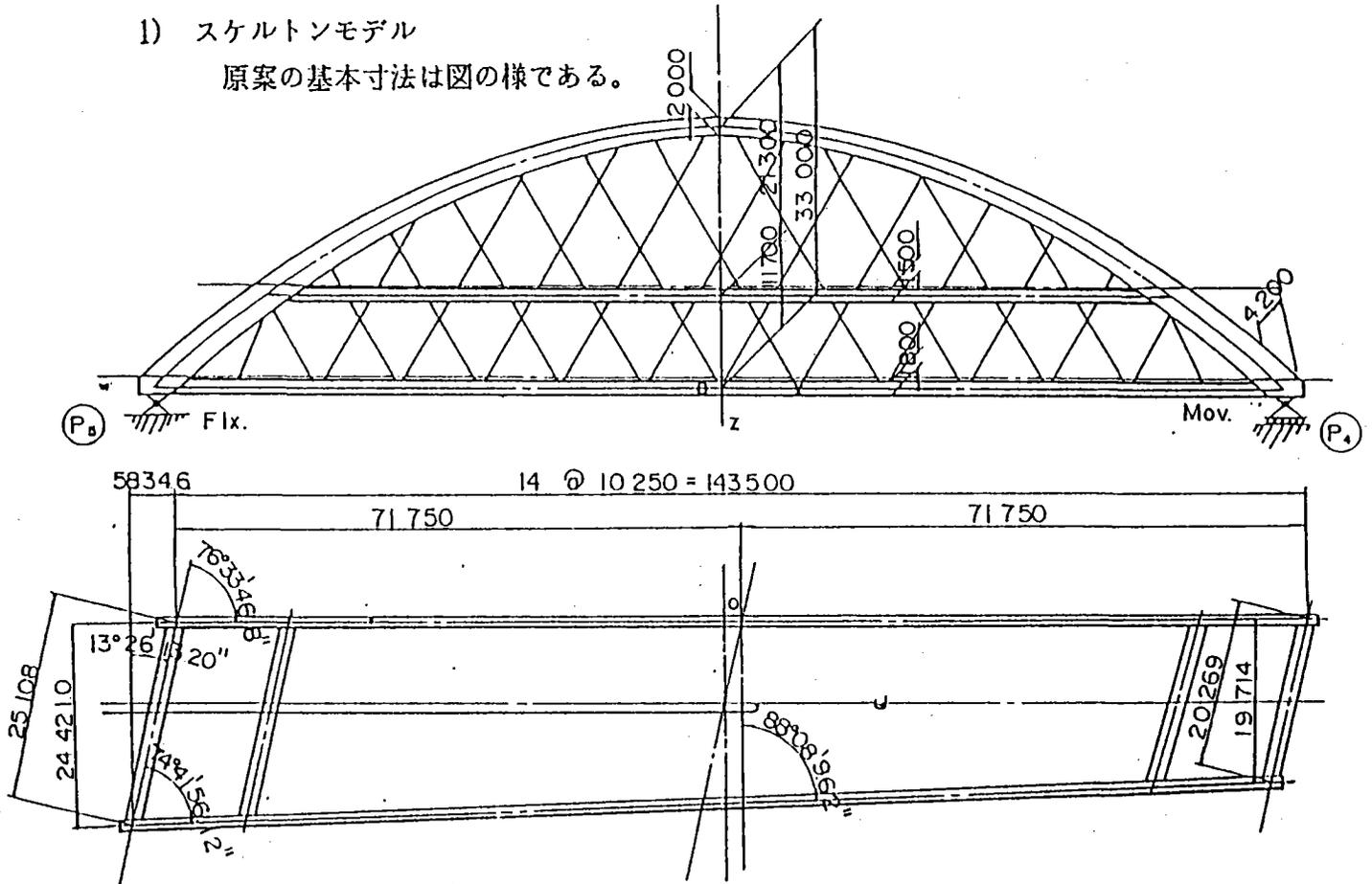
問題点とその解決法

弾性座屈解析による面外座屈安全率の照査

(1) モデル化

1) スケルトンモデル

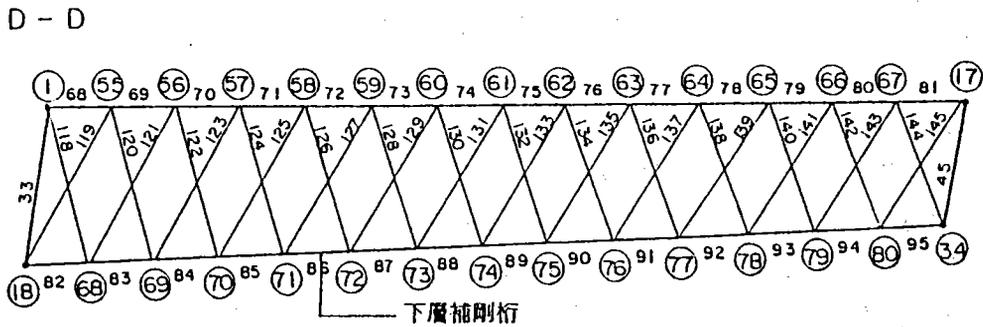
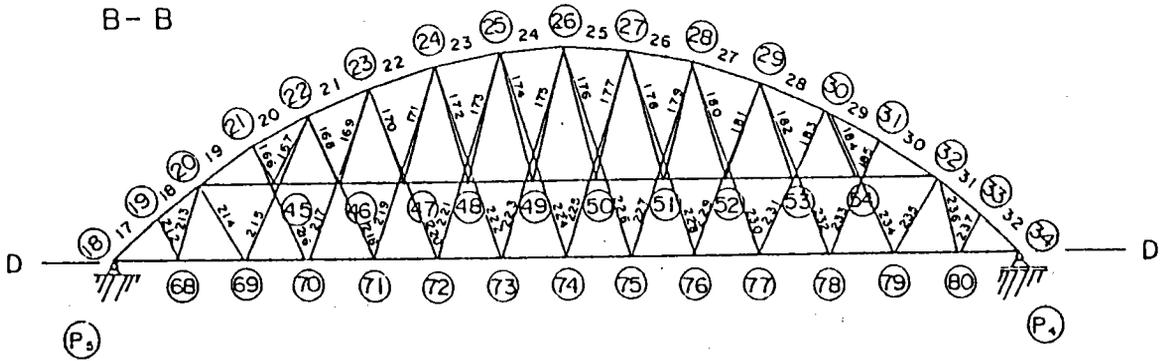
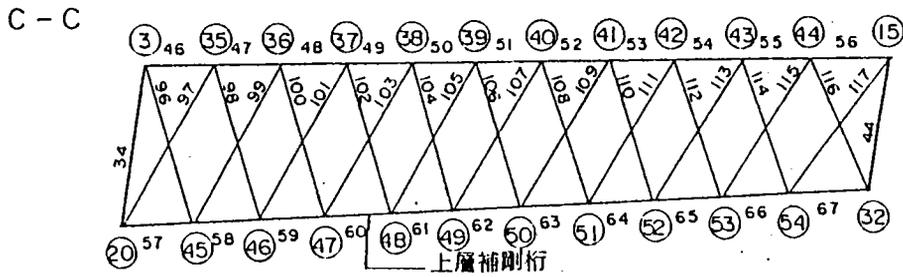
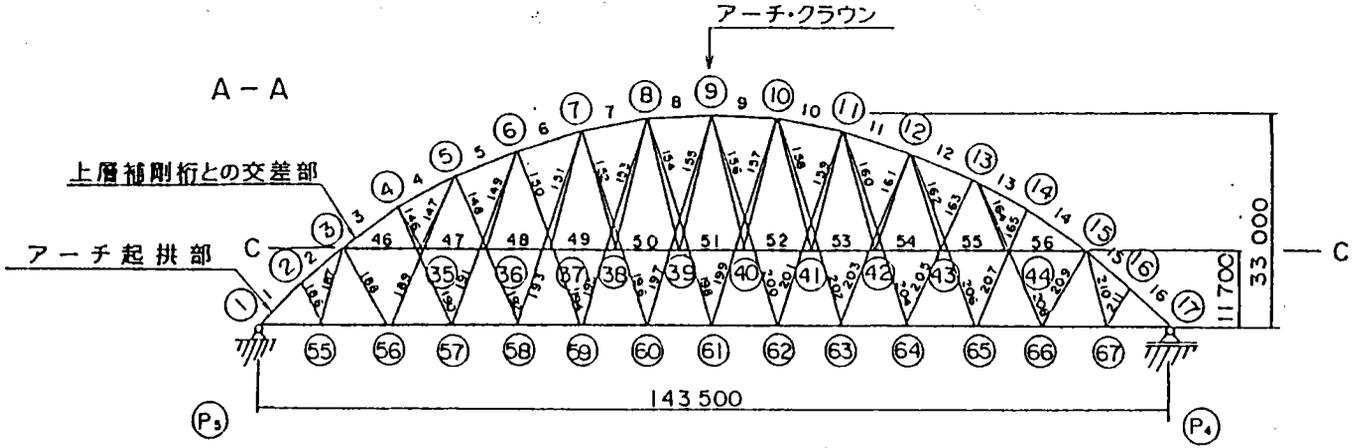
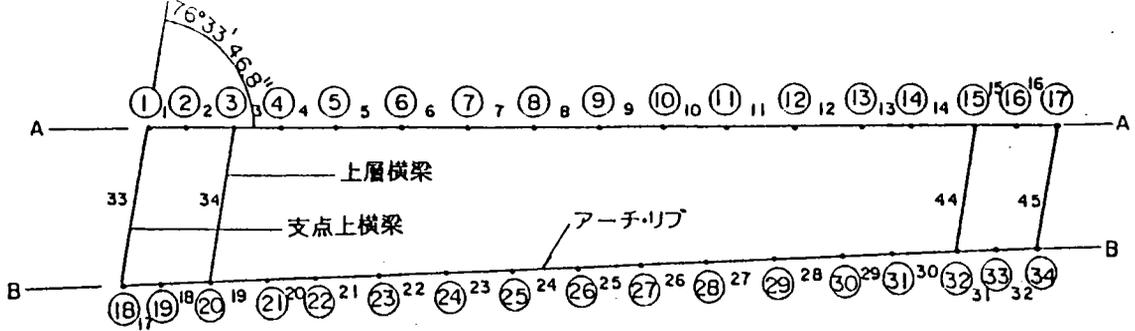
原案の基本寸法は図の様である。



(図-1) 基本構造寸法図

スケルトンは以下の方針でモデル化する。

- ① 立体骨組モデルとする。こうすると、横梁と鋼床版の横剛性、及び斜角の影響が評価される。面内・面外の座屈荷重を同一条件で調べることもできる。
- ② 上・下層の鋼床版はセン断剛性の等価なトラス斜材に置き換える。
- ③ 斜材 (φ76-LCR) は抗圧、抗張の軸力部材 (ROD) とし、一点に集めてモデルを簡単にする。  
従って横桁はモデル化しない。補剛桁の捩り剛性は考慮しない。
- ④ 主構間隔はアーチリブ幅の変更により、原案より約1m拡げる必要があるが、アーチリブの内つつら間隔は一定であり、影響は小さいとみて一応原案の寸法を用いる。
- ⑤ 支点条件はP<sub>A</sub>橋脚側を橋軸方向平行に可動とする。  
回転は全支点、全方向に自由とする。
- ⑥ 横梁断面の主軸は、水平一鉛直軸と一致する。

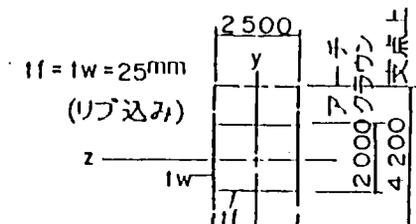
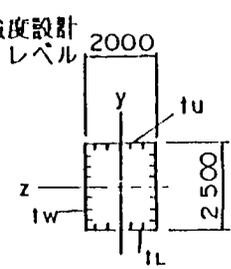
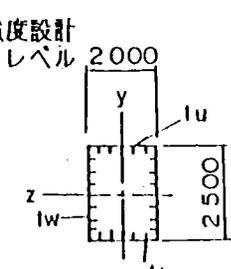
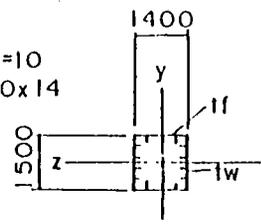
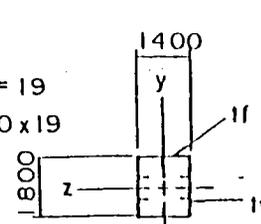


(19)-2) スケルトンモデル図

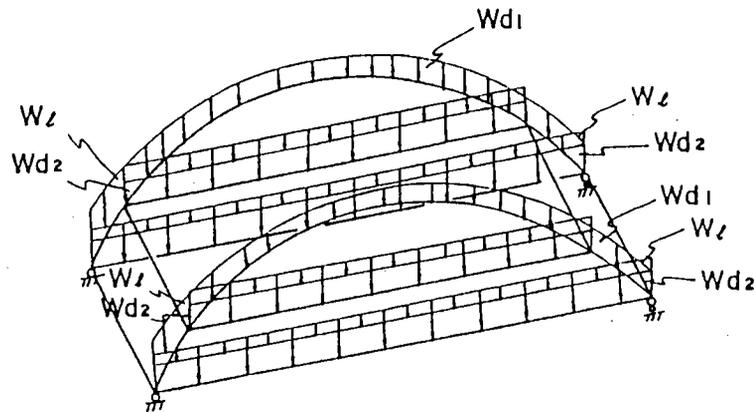
(2-1) 仮定断面

アーチ・リブの仮定断面は小松・崎元の簡用式に基づいた試断面である。

(記号)  $x, y, z$  : 主軸,  $I_x$  振り剛度 ( $m^4$ ),  $t_{f,u,l}$  フランジ厚 ( $mm$ )  
 $A_x$  : 断面積 ( $m^2$ ),  $I_{y,z}$  : 曲げ剛度 ( $m^4$ ),  $t_w$  : 腹板厚 ( $mm$ )

部 材	断 面	$A_x$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	
アーチ・リブ	 <p>2500  <math>t_f = t_w = 25mm</math>                      (リブ込み)  <math>z</math>  <math>I_w</math>                      2000                      4200                      梁高: 2.0<sup>m</sup> ~ 4.2<sup>m</sup> に変化する。</p>	アーチクラウン 0.23 ~ 0.32 支点上	0.28 ~ 0.75	0.22 ~ 0.37	0.16 ~ 0.74	
支点上 横 梁	 <p>強度設計 レベル 2000  <math>z</math>  <math>I_w</math>                      2500  <math>t_u</math>  <math>t_L</math></p>	$P_5$ 側 $t_u = 14, t_L = 30$ 5 - Rib 200 × 22 $t_w = 10$ 7 - Rib 同 上	0.24	0.14	0.13	0.22
上層 横 梁	 <p>強度設計 レベル 2000  <math>z</math>  <math>I_w</math>                      2500  <math>t_u</math>  <math>t_L</math></p>	$P_5$ 側 $t_u = 26, t_L = 45$ 5 - Rib 200 × 22 $t_w = 16$ 7 - Rib 同 上	0.33	0.23	0.18	0.32
上層 補剛桁	 <p>強度設計 レベル 1400  <math>t_f = t_w = 10</math>                      Rib 160 × 14                      1500  <math>z</math>  <math>I_w</math>  <math>t_f</math>  <math>t_w</math></p>	0.090	0.030	0.026	0.028	
下層 補剛桁	 <p>強度設計 レベル 1400  <math>t_f = t_w = 19</math>                      Rib 170 × 19                      1800  <math>z</math>  <math>I_w</math>  <math>t_f</math>  <math>t_w</math></p>	0.14	0.075	0.048	0.067	
鋼床版床組	デッキプレート $t = 12^{mm}$ を Wワーレントラスの斜材断面積に変換	0.16	R o d	0		
吊 材	1 - $\phi 76$ L. C. R	0.0040	R o d	0		

(四) 基本荷重強度



死荷重 (D)	$W_{d1}$	5.58 t/m	主構・横梁
	$W_{d2}$	6.56 t/m	床組・吊材・橋面工及添加物
	$\Sigma W_d$	37.4 t/m / Br	
活荷重 (L)	$W_l$	1.69 t/m	主載荷 5.5 m, 従載荷 11.5 m, 上下層共通
	$\Sigma W_l$	6.8 t/m / Br	等分布満載荷
合計		44.2 t/m / Br	

座屈荷重は  $P_{cr} = \alpha_{cr} (D + L)$  の形で求める。

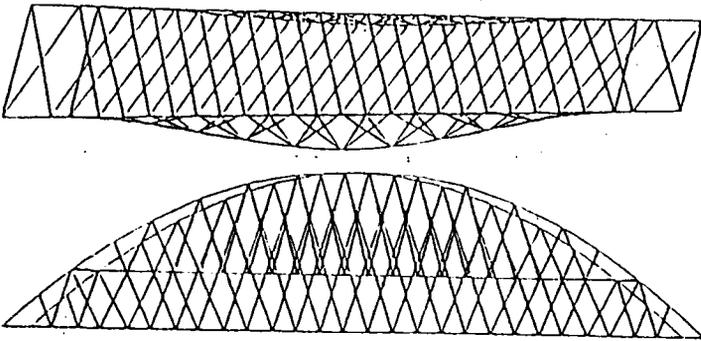
但し ①線活荷重、衝撃及び活荷重の幅員方向偏倚は考慮しない。

②アプローチ橋の効果も考慮しない。

(Ⅷ)-4) 1次モードの比較

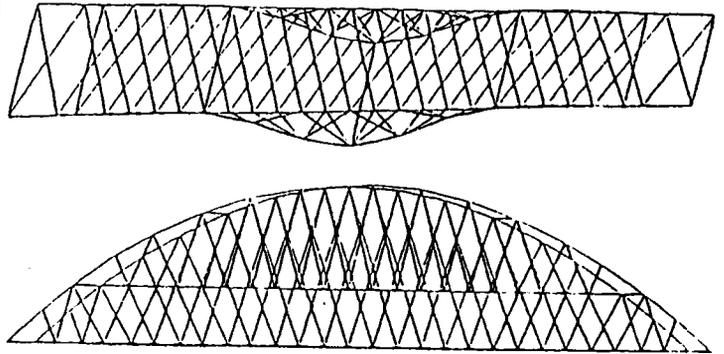
No① 単弦ローゼ 案案

$\alpha_{crit} = 9.594$



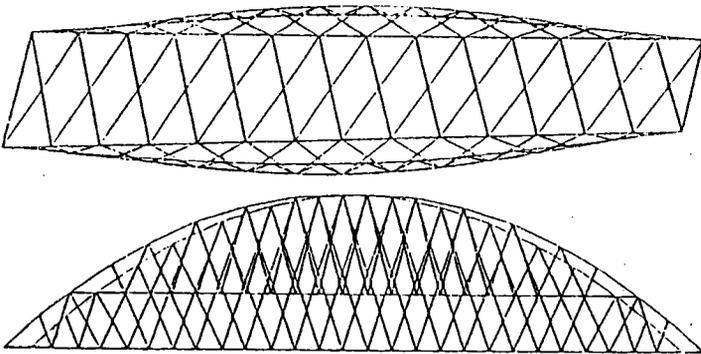
No③ (④) 横支材3本

$\alpha_{crit} = 7.034$   
(10.397)



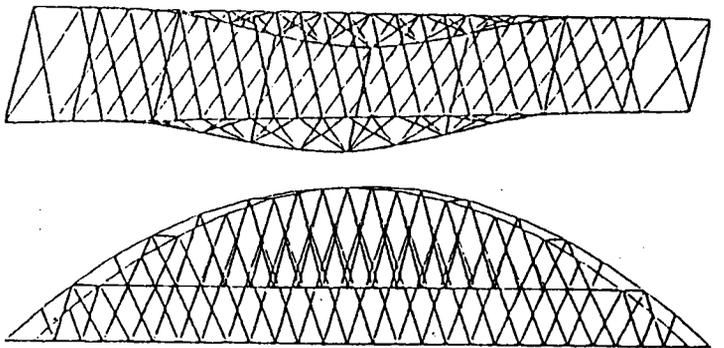
No② 同上 (下路のみ)

$\alpha_{crit} = 4.218$



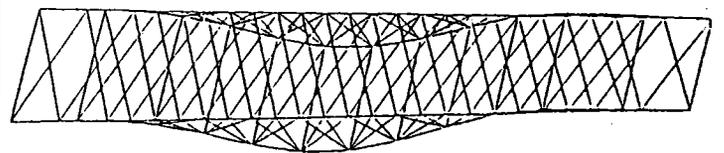
No⑤ 横支材5本

$\alpha_{crit} = 7.614$



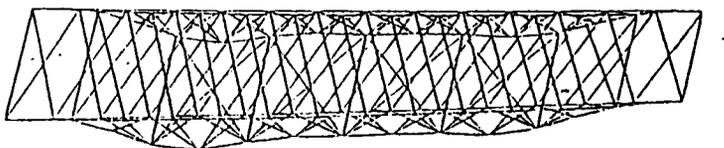
No⑥ 横支材9本

$\alpha_{crit} = 8.838$



No⑦ トラス横構

$\alpha_{crit} = 19.980$



ここに、①  $\alpha_{crit}$  : 1次固有値

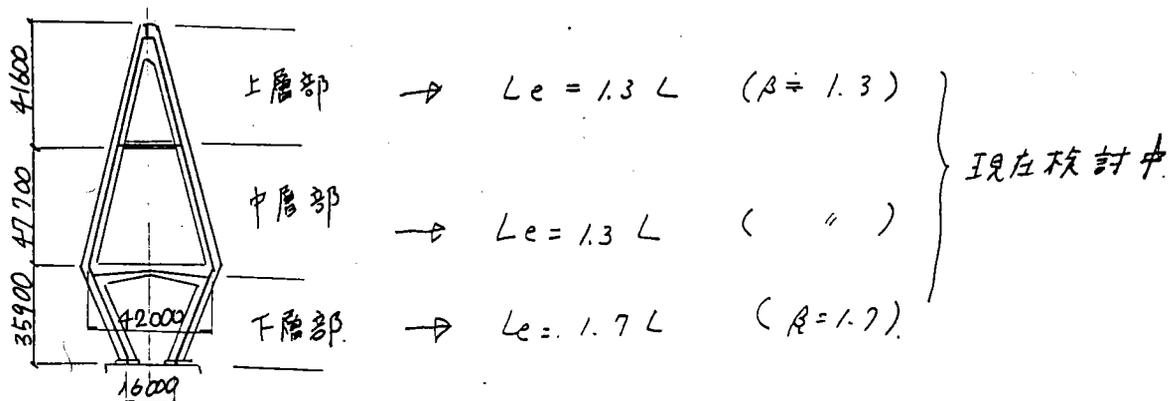
② 基本荷重は全形式に共通である。

No. 19

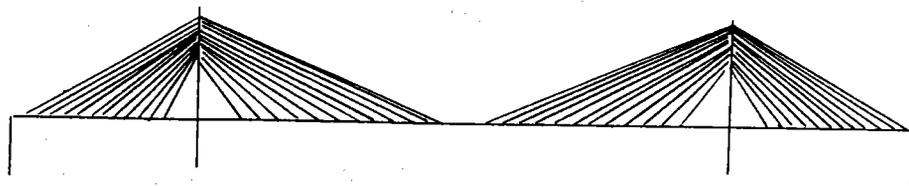
①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム ) ③ 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有他解析 (使用プログラム ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

塔面内 ----- 平面モデルで解析



塔面外 --- 平面モデルで解析 → 現在解析中



## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

### ④有効座屈長算出時の荷重状態

$D$  (死荷重) +  $PS$  (フォース)

塔面内, 面外ともに  $D + PS$

### ⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

- ・ 塔面内の上層部の軸力が小さな部材は極端に有効座屈長が大きくなる。  
( $L_e = 3.0 \sim 4.0 L$ ) → TIMOSHENKOの文献を参照し  $\beta = 1.3$  程度を検討中  
 $\beta = 3.0 \sim 4.0$
- ・ 塔面内 1次～2次モード図では中上層部の反曲点が明確に現れなかった。  
→ 弾性座屈解析結果をベースにして決定  
(高次モード図から推定できる方法があれば良いのだが...)

### ⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

斜張橋の塔に対して  $E_f$ 法を用いて有効座屈長を算出する事が本当に必要なのか疑問が残る。

### ⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

使用プログラム ( )

問題点とその解決法

No. 20

会社名

記入者

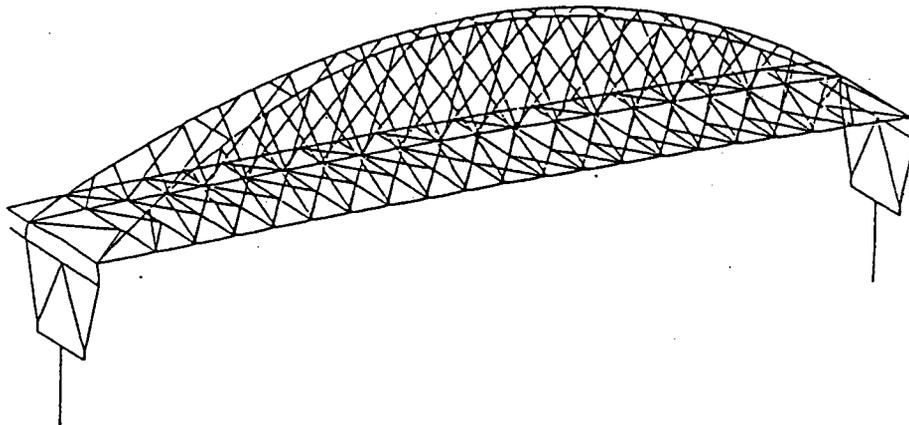
①解析した構造型式

1. 鋼製橋脚
2. 吊橋
3. 斜張橋
4. トラス
- ⑤ アーチ (ニールセンローゼ)
6. 方杖ラーメン
7. その他

②有効座屈長の算出方法

- ① 道路橋示方書
2. 本四公団 (平均断面を用いたE f法)  
(使用プログラム )
3. 各断面毎の剛度を用いたE f法  
(使用プログラム )
- ④ 弾性固有他解析  
(使用プログラム )
5. その他  
弾塑性座屈解析も実施中

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



有効座屈長

他ニールセン橋の詳細設計時にとり行われたパラメトリック解析に基づき、上弦材の有効座屈長は以下のように設定した。

(1) 面内有効座屈長

1吊材間隔を有効座屈長とする。

但し、 $L/r_y < 600$

L : 支間長

$r_y$  : 上弦材の面内断面2次半径

(2) 面外有効座屈長

上支材間隔の70%を有効座屈長とする。

但し、 $L/r_z < 80$ 、 $\theta \leq 73^\circ$

L : 上支材間隔

$r_z$  : 上弦材の面外断面2次半径

$\theta$  : 上弦材の傾斜角 (本橋の場合 $69.444^\circ$ )

## 有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

### ④有効座屈長算出時の荷重状態 (弾性座屈解析)

- CASE-1: D+L (満載) — 活荷重G1桁着目  
 CASE-2: D+L (満載) — 活荷重G2桁着目  
 CASE-3: D+L (半載) — 活荷重G1桁着目  
 CASE-4: D+L (半載) — 活荷重G2桁着目  
 CASE-5: D+L (相反載荷)  
 CASE-6: D+W

### ⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

以下に示すように、弾性座屈解析に基づく有効座屈長は何れも長めに設定されていることが判明した。

		Le / Ld
面内	G1	5.09 ~ 5.53
	G2	5.79 ~ 6.59
面外	G1	2.85 ~ 2.99
	G2	3.79 ~ 3.98

Le : オイラー座屈式による有効座屈長  
 Ld : 上弦材設計に用いた有効座屈長

### ⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

- ① 本橋の上弦材設計で設定された有効座屈長は、従来の手法と比して合理的設計が可能。
- ② あくまでも、他橋詳細設計時におこなわれたパラメトリックスタディに基づいて設定された有効座屈長であり、本橋での特性が必ずしも反映されている訳ではないため、本橋においても弾塑性解析による検証が不可欠。と言える。

### ⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析  非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
 使用プログラム ( EPACS )

#### 問題点とその解決法

現在実施中であり、結論は出していない。

問題点

金額が非常に高くなる。

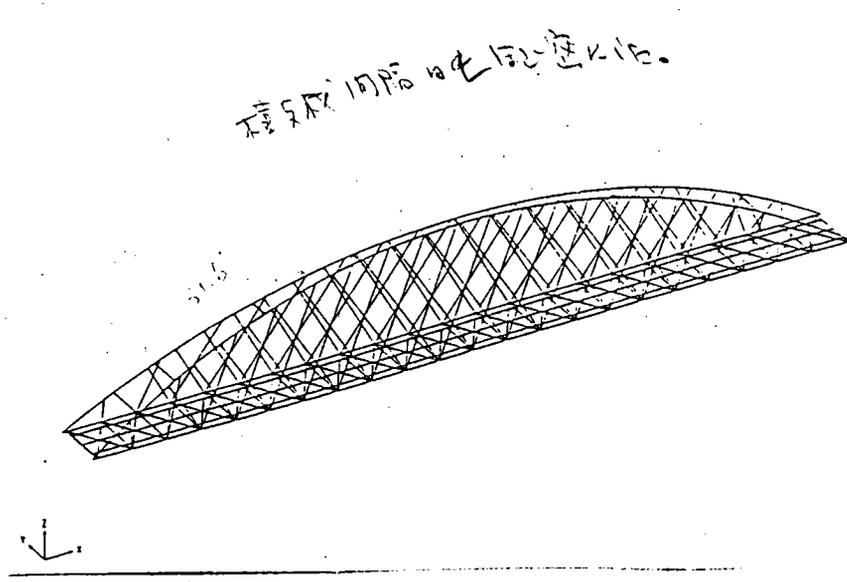
解決法

弾性座屈解析で荷重ケースを減らし、その結果から弾塑性座屈解析解析ケースを減らす様検討した。

No. 21

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 3. 斜張橋 4. トラス ⑤ アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有他解析 (使用プログラム NASTRAN ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



第1~2上横支材間

$$\begin{array}{l} \text{面内} \quad l_y = 21.8^m, \quad 2 \cdot d = 21.3^m, \quad l_y / 2d = 1.02 \\ \text{面外} \quad l_z = 31.4^m, \quad l = 31.6^m, \quad l_z / l = 0.99 \end{array}$$

$l_y, l_z$  : 固有値解析により求めた有効座屈長  
 $d$  : ケーブル間隔  
 $l$  : 横支材間隔

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

(D+L), (D+L+W) の 2 ケース

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

フイーレンティール形式の上横支材の本数は 経済比較によりある程度 決定できるが、  
配置間隔を決定する手段として、弾性固有値解析を利用し、どの部材も同程度の有効  
座屈長となるように配置を行った。  
面外で

また、有効座屈長は、慣用的に用いられてきた 面内でケーブル間隔の2倍、面外で上横支材  
間隔を検討の上、採用した。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

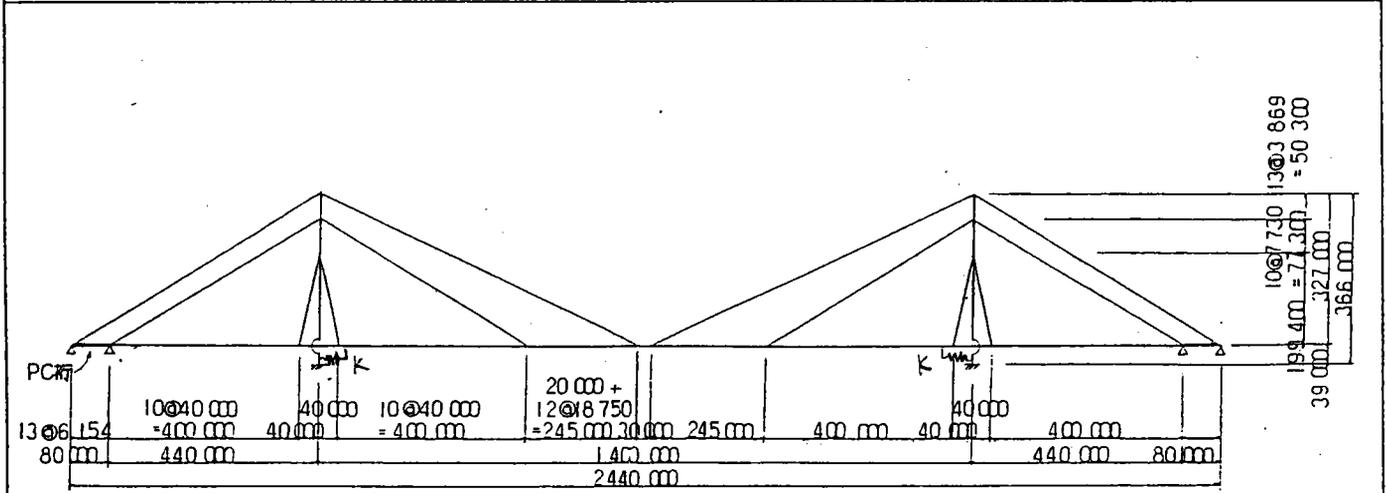
解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
使用プログラム ( )

問題点とその解決法

No. 22

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いた E f 法) (使用プログラム ) 3. 各断面毎の剛度を用いた E f 法 (使用プログラム ) ④ 弾性固有他解析 (使用プログラム NASTRAN ) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長



$K = 7000 \text{ t/m/Tower}$

桁 { 支間部  $\lambda = 5.40 \quad l = 96.8 \text{ m}$   
       塔位置  $\lambda = 5.40 \quad l = 89.5 \text{ m}$

塔(最下段下部位置)  $\lambda = 9.11 \quad l = 223.5 \text{ m}$

有効座屈長に関するアンケート (2 / 2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

$\lambda \times (D + L)$  但し  $\lambda$ : 固有値  
 $D$ : 死荷重 (ポストレスは無視)  
 $L$ : 等分布活荷重 (全長載荷)

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

一次モードは析に生じた。一次モード以降の析の固有値は非常に接近していた (値があまり違わない)。これは、析を弾性体上の棒と考えると、座屈荷重はバネ定数に比例するが、バネ定数が大きい部材 (塔に近い部材) は、元々の軸力が大きいため、析全体としての小さな部材の固有値が接近するものと予想された。

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

⑦全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )  
 使用プログラム ( KASUS )

問題点とその解決法

荷重増分法により耐荷力の照査したが、座屈部材は固有値解析の一次モード部材と一致した。座屈荷重 (座屈軸力) は  $\frac{\text{荷重増分法}}{\text{固有値解析}} = 0.98$  であった。

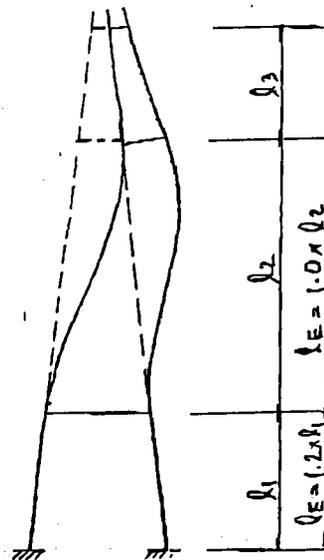
No. 23

①解析した構造型式	②有効座屈長の算出方法
1. 鋼製橋脚 2. 吊橋 ③ 斜張橋 4. トラス 5. アーチ 6. 方杖ラーメン 7. その他	1. 道路橋示方書 2. 本四公団 (平均断面を用いたE f 法) (使用プログラム) 3. 各断面毎の剛度を用いたE f 法 (使用プログラム) ④ 弾性固有値解析 (使用プログラム NASTRAN) 5. その他

③モデル及び代表的部材の有効座屈長

塔内モデル

(塔内直角面内モデル 平面骨組解析)



有効座屈長に関するアンケート (2/2)

④有効座屈長算出時の荷重状態

常時荷重と発生した座屈軸力と載荷

⑤有効座屈長算出時に遭遇した問題点とその解決法

- ① 導糸に載荷した座屈係数(座屈モードの指定)
- ② 
$$l_e = \alpha \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}}$$

∴  $P_{cr}$  は弾性座屈荷重 (=  $\lambda N$ )

この2方法により算出した有効座屈長を比較し、どちらか適当な値を採り判断に苦しむ

⑥各算出方法の違いによる問題点及び解決法

①全体構造として耐荷力の照査を行なった場合

耐荷力の照査は行っていない。

解析方法 ・弾性有限変位解析 ・非弾性有限変位解析 ・その他 ( )

使用プログラム ( )

問題点とその解決法

## [各算出方法の違いによる問題点及び解決法]

- ・構造計算を行って有効座屈長を定めた訳ではないので算出方法の違いによる問題点等は把握していない。初期不整による付加曲げモーメントの発生を想定し、これを考慮して塔の設計断面力を定めた。
- ・現在のところ、橋梁の型式や規模ごとに算出方法を規定している基準がなく算出方法の決定が設計者の判断に委ねられている。
- ・道路橋示方書では典型的な部材端条件を有する柱の有効座屈長を規定しているが、複雑な構造や吊り構造等にこの規定をそのまま適用することは難しい。
- ・Ef法を使用する場合、弾性固有値解析の結果を利用しているために解の収束の安定性に問題があるように思われる。
- ・最終的には、モード形状より、理想柱と等価となる係数を設定して座屈長を決定し、固有値から求められる値と対応することを確認した。
- ・線形弾性座屈解析では、かなり危険側の固有値を与えることがある。実際の安全率は本四公団のEf法による値が比較的実情に近いと思われる。Efの中にさらに局部座屈による極限耐荷の低減を含めた方が望ましい。
- ・慣用法（道示、固有値解析）、Ef法、両者とも基本的には同じであり $Ef = ET_{cr} / T_e$ の $T_{cr}$ が軸力だけが作用した値であることに本質的な問題があると思われる。
- ・斜張橋の塔に対して、Ef法（吊り橋に作られた）を用いて有効座屈長を算出することが本当に必要なのか疑問に残る。
- ・有効座屈長の決定について明確な基準がないため、比較的過大設計となりがちであるように思われる。

[全体構造として耐荷力の照査を行なった場合]

・解析方法：弾性有限変位解析・・・使用プログラム（KASUS（自社開発））

・問題点とその解決法：有限変位解析は固有値解析とは異なり座屈荷重、座屈モードを明確に求めることができない。このため、解の収束の有無により座屈現象を判断しているが、計算の精度や制御方法などにより座屈荷重が左右されるため信頼性に問題があると考えている。

計算の信頼性を確認するため、複数の解析コードで計算を行うことが望ましいと思われる。

・解析方法：弾性有限変位解析・・・使用プログラム（KASUS）

・問題点とその解析法：荷重増分法により耐荷力を照査したが、座屈部材は固有値解析の一次モード部材と一致した。座屈荷重（座屈軸力）は荷重増分法/固有値解析 = 0.98であった。

・解析方法：弾性有限変位解析・非弾性有限変位解析

・問題点とその解析法：弾性有限変位解析では材料非線形の影響が考慮できない。弾塑性有限変位解析も解析法がまちまちで信頼性に疑問が残る。ある程度公に認められた解析法を基準化する必要がある。

・解析方法：弾性有限変位解析・・・使用プログラム（当社オリジナル）

・問題点とその解決法：有限変位解析は、明確な座屈固有値及びモードを得ることができない。また立体モデルを用いた解析は、そのプログラムの整備とともに非常に煩雑となるため、平面解析を行うことによりチェック程度に使用しているのが現状である。

・解析方法：非弾性有限変位解析・・・使用プログラム（CRC所有の弾塑性有限）変位解析プログラム

・問題点とその解析法：

問題点 荷重状態が限定される。

局部座標の評価ができない。==> 連成座屈

降伏によるせん断抵抗の減少が評価できない。==> せん断力が卓越する断面については、実際にあった評価ができない。

解決 なし

・解析方法：弾塑性有限変位解析・・・使用プログラム（CPASS）

・問題点とその解決法：

1. 要素の設定・・・主桁（弾性梁要素）、塔（弾塑性箱断面要素）とすると主桁が過大評価となるため、主桁も最終的には弾塑性箱断面要素とした。

2. 荷重ケース・・・初期たわみと残留応力の設定法。小松・午尾・北田の論文になった。

3. 結果の評価法・・・AASHTOを流用

・解析方法：非弾性有限変位解析・・・使用プログラム（MARC）

・問題点とその解決法

弾塑性解析・・・本橋の基本設計断面に対して、非線形性の影響を照査した結果、設計荷重に対してその影響は微小であったので設計上はこれを無視しているが、念のため本橋の安全性と最終忍耐力の確認を行うため、最小設計断面に対し汎用非線形解析プログラムMARCを用いて大変形弾塑性解析を行った。図14に下り線P（7）橋脚側に活荷重を半載状態での最終耐荷力は設計荷重に対して $v$ （ニュー）= 2.3の安全率を確保していることがわかった。

また、その他の載荷状態に対しても2.5以上の安全率を確保していることを確認した。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1994.2
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領(案)・同解説, 1989.4
- 3) 西野文雄・三木千寿・鈴木 篤：道路橋示方書・鋼橋編改訂の背景と運用, 第13章ラーメン構造, 橋梁と基礎, 1981.10
- 4) 宇佐美勉：鋼骨組構造物の座屈設計法の問題点, SGST 拡大研究論文集, No.1, 1992.11
- 5) 依田照彦・広瀬 剛：平面骨組構造の有効座屈長に関する一考察, 土木学会関東支部発表会, 第20回, 1993.3
- 6) 宇佐美勉・伊藤義人・織田博孝：鋼骨組構造物の座屈設計法に関するフォーラム(上, 下), 橋梁と基礎, 1994.12, 1995.1
- 7) 倉方慶夫・西野文雄・長谷川彰夫：骨組構造物における現行の座屈設計法の問題点(上, 下), 橋梁と基礎, 1992.2, 1992.3
- 8) 土木学会(倉西 茂編)：鋼構造物の終局強度と設計(鋼構造シリーズ6), 1994
- 9) 平山 博・野上邦栄・望月清彦・南野寿造・井浦雅司：骨組構造物の有効座屈長の算出法に関する考察－理論, 土木学会年次学術講演会, 第50回, 1995.9
- 10) 井浦雅司・南野寿造・野上邦栄・桜木隆司：骨組構造物の有効座屈長の算出法に関する考察－計算例, 土木学会年次学術講演会, 第50回, 1995.9
- 11) 野上邦栄：ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.39A, 1993.
- 12) 野上邦栄：構造全体系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評価, 土木学会論文集, No.489/I-27, 1994.4.
- 13) 北田俊行：骨組構造物の種々の座屈設計法の問題点について, SGST 拡大論文集, No.2, 1993.1
- 14) 崎元達郎： $E_f$  法,  $\zeta$  法に関するメモ, 土木学会鋼構造委員会鋼構造終局強度研究小委員会終局強度設計分科会資料, 1991.9
- 15) 伊藤文人：構造安定論, 技報堂出版, 1989.2