

斜張橋タワーの耐荷力と設計法について

On Ultimate Strength and Design Method
of Towers in Cable-Stayed Bridges

中井 博*・北田俊行**・西村俊行***

Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Toshiyuki NISHIMURA

This paper deals with the ultimate strength and design method of towers in cable-stayed bridges. Firstly, a computer program, EPACS, for analyzing the three-dimensional frame structures is developed on the basis of a finite-displacement and elasto-plastic theory. Secondary, various type of cable-stayed bridges such as ones during all the stages of erection up to the completion and a cable-stayed bridge with horizontally curved girder are analyzed by using this program. From these results, the characteristics of ultimate strength of tower in cable-stayed bridges are investigated and some rational methods are discussed in comparison with the ordinary design method of towers in cable-stayed bridge. Finally, an design method of towers in cable-stayed bridges is proposed on the basis of ultimate strength in form of interaction curve.

1. まえがき

最近、わが国では、吊橋につぐ長支間橋梁として斜張橋が数多く計画・架設されるようになってきた。そして、その構造形式も平面的でシンプルなものから、マルチケーブルを有するものや、曲線斜張橋のように、立体的で複雑なものに至るまで多種多様のものが考えられている。

ところが、斜張橋のタワーの有効座屈長の評価法については、現在、まだ十分に確立されておらず、長大斜張橋の場合にはとくに3次元骨組構造物にモデル化して弾塑性有限変位解析を行い、終局強度を設計の最終段階で確認しているに過ぎない¹⁾。そして、通常、タワーと補剛桁が剛結された斜張橋において、タワーの橋軸方向の座屈に対しては、安全側の見地から、タワーの高さを有効座屈長とみなしたものが多く、一面ザイルの場合、タワーの面外座屈に対しその高さの0.8~2.0倍とケース・バイ・ケースに取られているのが現状である²⁾。

斜張橋タワーの合理的設計法を確立するためには、まず幾何学的非線形性および材料学的非線形性を考慮した3次元骨組構造解析を行い、斜張橋タワーの極限強度特性を十分に明らかにする必要がある。

これまでにタワーの耐荷力について取り扱った研究としては、桑原・倉西・中島³⁾、木村・倉西・黄⁴⁾の研究があるが、実用計算法に適用し得る設計計算法を導くまでには至っていない。

* 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3丁目 3番 138号)

** 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3丁目 3番 138号)

*** 工修 住友重機械工業㈱ 橋梁鉄構本部技術室 (〒101 千代田区神田錦町 2丁目 1番地)

そこで本文では、斜張橋を3次元の骨組構造物にモデル化し、有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析⁵⁾を行い、完成系はもちろん架設途上の斜張橋や、曲線斜張橋などのタワーの強度特性を調べ、橋軸方向の座屈に対するタワーの一設計法について検討を行う。ただし、タワーと補剛桁とが剛結されていない場合には、タワーは単にラーメン構造物として取り扱えばよいので、本論文の対象外とすることにした。

2. 斜張橋の3次元弾塑性有限変位解析

(1) 弾塑性有限変位解析

3次元骨組構造物の弾塑性有限変位解析については文献6)～7)などですでに報告されているが、本研究では、次のような特徴を有する解析プログラム（以下EPACSという）を作成した⁵⁾。

まず、斜張橋のタワーおよび主桁については、補剛材を含む一室の箱型断面要素として取り扱う。曲げ、ねじり、および、軸方向力を受ける箱型断面要素の定式化については、基本的には文献6)の方法にしたがっているが、

① 荷重増分前の正確な変形が考慮できるように、初期曲率によるひずみを考慮する。

② 断面内の補剛材は離散的に取り扱う。などの点を新たに加えた。

つぎに、ケーブル要素については、文献8)の方法に従って定式化し、サグの影響を考慮した剛性マトリクスを導く。また、ねじりが卓越しない部材の弾塑性有限変位挙動については、ねじり挙動を常に弾性的に取り扱い、垂直応力 σ_x のみによって断面の弾塑性の状態を判定する簡易的な方法も併用し、演算時間の節減を行う。

さらに、EPACS では、文献9)に基づいて作成した架設系の弾性有限変位解析プログラム（以下CASTACという）を組み込み、架設途上の極限強度の解析も可能ならしめている。これらの解析式の詳細については、紙面の都合上文献5)に譲ることとする。

なお、タワーの終局状態としては、ある断面が全塑性状態になるか、構造系全体が不安定になるかのどちらか危険な状態にとることとし、その状態で計算をストップすることにした。

(2) 解析例

a) 架設途上および完成後の斜張橋の耐荷力解析

今回作成したプログラム EPACSでは プログラムCASTAC により解析された架設途上および完成後の弾性有限変位解析結果に基づく弾塑性有限変位解析が行え、斜張橋の極限強度を求めることができるようにした。解析例としては、完成系として5段ケー

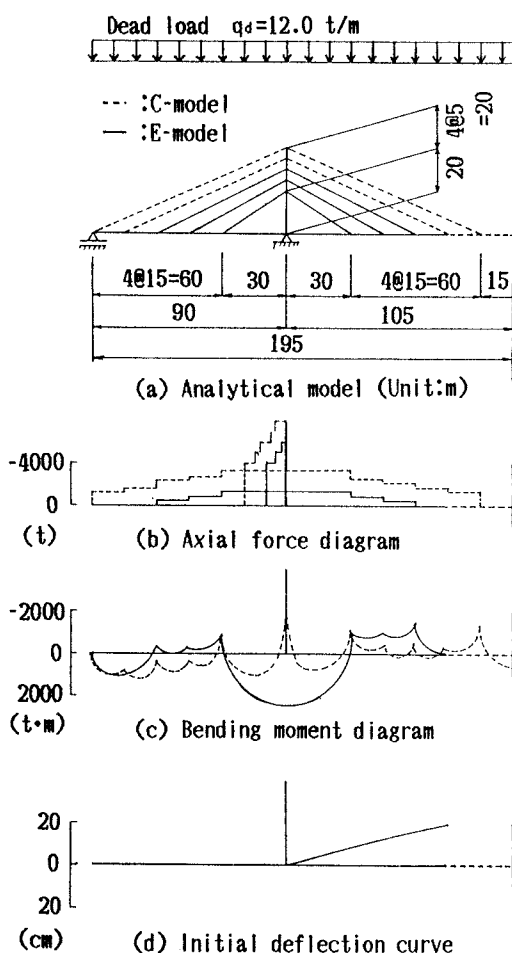


Fig. 1 Cable-stayed bridge under completed and erection stages

Table 1 Cross-sectional properties of cable-stayed bridge under completed and erection stages

Member	Cross-sectional properties			
	A(m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J(m ⁴)
Main girder	0.8	1.2	28.0	2.0
Tower	0.6	0.8	0.8	1.0
Upper cable	0.030	—	—	—
Middle cable	0.014	—	—	—
Lower cable	0.018	—	—	—

ブルを有する3径間連続の斜張橋（以下Cモデルという）、また架設途上の系としては上段ケーブル2本と主桁の一部を取り除いたモデル（以下Eモデルという）を想定した。Fig. 1には解析モデルの概要を、また Table 1 には解析に用いた断面諸定数を示す。同図中には、CASTACによって解析された完成後および架設途上の架設による残存力も

示す。なお、Eモデルの曲げモーメント図が、中間支付近で、中間支が存在しないかのような分布形を示しているのは、完成時に正負の曲げモーメントの大きさをほぼ等しくできるように大きなプレストレスをケーブルに導入しているためである。弾塑性解析においては、タワーの耐荷力に着目した迅速な解を得るために、タワーを弾塑性部材として取り扱い、主桁およびケーブルを弾性部材として取り扱っている。Fig. 2には、載荷荷重とタワーおよび主桁の変位量との関係を示す。完成系および架設途上の系とも、死荷重 q_0 を荷重係数 α 倍し、 $q = \alpha q_0$ とした荷重を漸増させた。架設途上の系の場合、 $\alpha = 11.0$ でタワーが初期降伏に至り、 $\alpha = 12.0$ に至るま

で、タワーの断面が全断面降伏し終局状態に達した。また、完成後の系の場合、 $\alpha = 4.0$ でタワーに初期降伏が生じ、 $\alpha = 6.0 \sim 7.0$ で終局状態に達した。ちなみに、道路橋示方書¹⁰⁾（以下JSMBという）では、完成後の系に対しては1.7、架設途上の系に対しては $1.7/1.25 = 1.36$ の安全率 α_{req} を期待している。

b) 曲線斜張橋の解析

Fig. 3に示すように、主桁の一部に水平面内の曲率を有する曲線斜張橋モデル（以下Yモデルという）

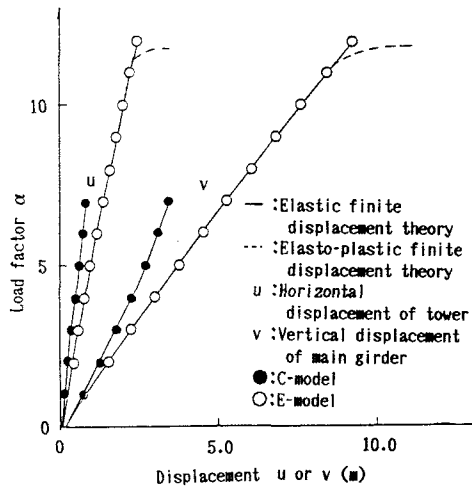


Fig. 2 Load factor-displacement curves of cable-stayed bridge under completed and erection stages

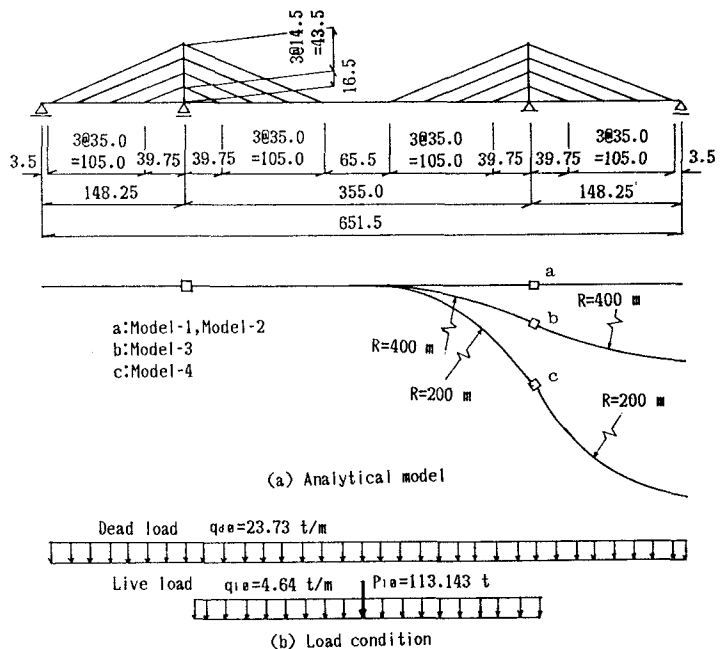


Fig. 3 Cable-stayed bridge with curved girder

の弾塑性解析を行った。この解析でも、タワーの耐荷力解析を主目的としたため、タワーは弾塑性箱型断面要素を用いてモデル化し、主桁やケーブルは弾性梁・柱要素にモデル化している。Fig. 4には各部材の断面諸量を示す。主桁の曲率半径としては、 $R=\infty$ (直線桁) (Model-1,-2)、 $R=400\text{m}$ (Model-3) および $R=200\text{m}$ (Model-4) の3つの場合を想定してみた。Model-2 は、他のモデルと比較して、タワー断面の板幅を1/2 としてタワーの剛度を低下させたモデルである。

載荷方法は、まずJSHBに定められている設計死荷重 q_d の1.7倍したものを載荷し、ついで、集中活荷重 P_l と等分布活荷重 q_l とを同時に漸増させた。

Table 2 には、タワーの終局状態における荷重係数の解析結果を示す。Model-1,3,4 の荷重係数を比較するとわかるように、補剛桁の曲率半径によりタワーの強度は大きく左右されることがわかる。また、タワーの断面内の残留応力を考慮する場合(Case-1)もしない場合(Case-2)も、両者の荷重係数には顕著な差異はみられなかった。さらに、本解析では、Model-3 および Model-4 においてねじり挙動を弾性として取り扱う簡易的な計算法によっても解析を行っているが、これと厳密な計算法による結果とを比較したところ、両者にはほとんど差異がみられなかった。

Fig. 5には、作用荷重とタワーおよび主桁の変位量との関係を示す。この図においても、ねじり挙動を弾性的に取り扱う簡易的な計算法と厳密な計算法とについて比較しても、両者に差異はほとんどなかった。これらのことから、曲率半径 $R \geq 200\text{m}$ の曲線斜張橋のタワーの耐荷力解析においては、ねじりが弾塑性挙動に及ぼす影響が極めて小さく、無視できるものと思われる。

3. 斜張橋タワーの強度特性とその設計法について

(1) 解析モデル

前述のEモデル、CモデルおよびYモデルに加えて、斜張橋のタワーの剛度の変化が耐荷力に与える影響について調べるために、Fig. 6に示す斜張橋モデル(以下Sモデルという)に対する耐荷力解析を行った。

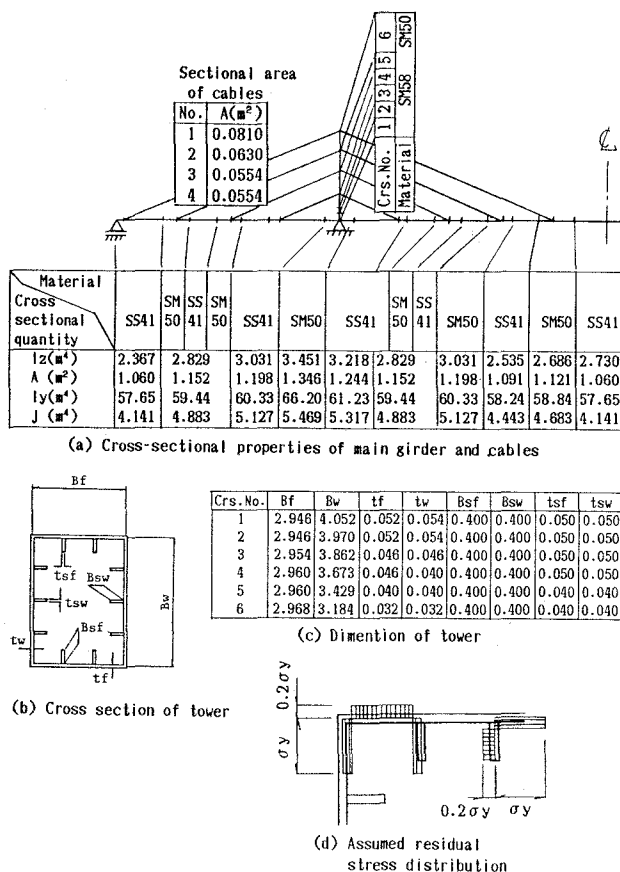


Fig. 4 Cross-sectional properties of Y-model

Table 2 Load factor at ultimate state

Model	Case-1	Case-2
1	11.0	10.7
2	1.6	1.5
3	7.8 (7.8)	7.4 (7.5)
4	1.4 (1.4)	1.4 (1.4)

(): approximate method

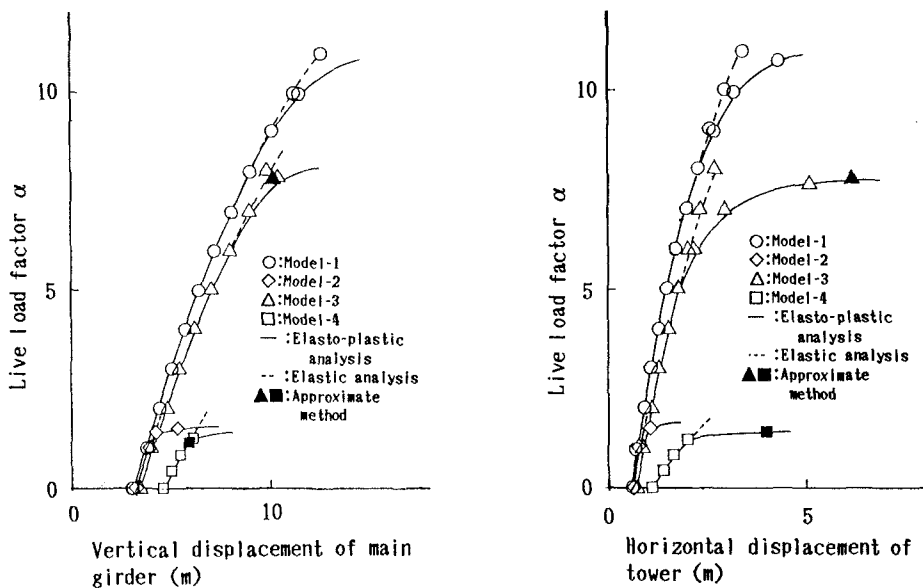


Fig. 5 Live load factor-displacement curve for Y-model

このモデルについてもタワーは弾塑性箱型要素、ケーブルは弾性引張要素、また主桁は弾性梁・柱要素によってモデル化している。タワーの座屈強度を表すパラメータとしては、次式で与えられる細長比パラメータを用いた。

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{h}{r} \quad \dots (1)$$

ここに、 σ_y :降伏応力、 E :ヤング係数、 h :タワー高さ、 r :回転半径

そして、パラメトリック解析においては、この λ が 0.5, 0.7, 1.0 および 1.5 となるようにタワーの断面寸法を変化させた。これらのモデルをS- λ -nと表わす。ここに、 n は、ケーブル本数を意味する。ケーブルおよび主桁の剛度については、全ケースについて一定とし、それらの剛度は文献2)を参考に決定した。Table 3 には、主桁およびケーブルの断面諸定数を示す。なお、すべてのケースにおいて、活荷重によるタワーのたわみが卓越したために、解析において初期たわみは無視することにした。

(2) 終局強度特性

a) 現行の斜張橋タワーの設計法

現在、わが国では斜張橋のタワーを設計する場合、慣用的な方法として、タワーを曲げモーメント M と軸方向力 P とを同時に受ける簡単な梁・柱モデルに置き換え、JSHBの規定に従って耐荷力を照査している。いま、JSHBに準じて、梁・柱の相関曲線を終局状態における断面力で表示すると、以下のように表示される。

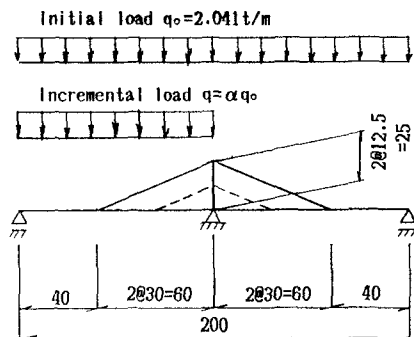


Fig. 6 S-model

Table 3 Cross-sectional properties of main girder and cables

Member	Cross-sectional properties			
	$A(m^2)$	$I_y(m^4)$	$I_z(m^4)$	$J(m^4)$
Main girder	0.260	0.220	0.792	0.522
Cable:S-#1	0.034	—	—	—
Cable:S-#2	0.017	—	—	—

$$\frac{P}{P_{cu}} + \frac{M}{M_{cu}(1-P/P_{cr})} \leq 1.0 \quad \dots (2)$$

ここに、 $P=\alpha P_1$ 、 P_1 :JSHBに定める荷重による軸方向力、 $M=\alpha M_1$ 、 M_1 :JSHBに定める荷重による曲げモーメント、 P_{cu} :柱の基本圧縮強度、 M_{cu} :降伏曲げモーメント、 P_{cr} :オイラーの座屈荷重、 α :荷重係数。 P, M は、弾性線形解析により求める。

b) 初期降伏状態

JSHBの設計法は許容応力設計法であり、部材の最大応力が許容応力を越えないように設計を行うものである。本節では、非線形解析により計算したタワーが初期降伏状態となる時の荷重係数 α を用いて求めた最も危険なタワー断面に作用する軸方向力 P と曲げモーメント M との相関性を式(2)と比較・検討する。Fig. 7には、タワーに作用している曲げモーメント M と軸方向力 P とによって初期降伏状態に至るときの相関図を示す。ここで、 P は P_{cu} で無次元化し、 M は $M_{cu}(1-P/P_{cr})$ で無次元化している。そして、 P_{cu} および P_{cr} を計算するためには有効座屈長 le が必要であるが、ここでは、タワー高さ h とすると、 $le=0.7h$ および $le=1.0h$ に仮定した。

図中、白抜きの記号のものは $le=0.7$ としたときの値、また黒塗の記号のものは $le=1.0h$ としたときの値である。記号②は、2段ケーブルを意味する。点線は、JSHBの相関曲線式(2)を示したものである。Yモデル(Model-1)、Eモデル、CモデルおよびS-0.5、S-0.7については、 $le=0.7h, le=1.0h$ ともにタワーに作用する軸方向力 P と曲げモーメント M とが、式(2)の相関曲線とほぼ一致した。また、Yモデル(Model-2)およびS-1.0、S-1.5については、式(2)の相関曲線よりも外側にあり、算出された耐荷力が安全側であることがわかる。これらのモデルはタワーがかなりスレンダーな場合であるが、JSHBでは、タワーのたわみによる付加曲げモーメントの影響を考慮して曲げ耐荷力の低減を行っている。しかし、実際の耐荷力解析によると、付加曲げモーメントの影響はさほど大きくないものと考えられる。以上のことから、初期降伏状態を斜張橋の限界状態と見なす設計法では、タワーの有効座屈長をタワー高さに取り、JSHBの耐荷力相関式(2)により耐荷力照査を行えばよいことがわかる。

c) 終局状態

最も危険なタワー断面での終局状態における曲げモーメントと軸方向力との相関図をFig. 8に示す。タワーの終局状態については、次の2つの場合を考える。一つは、タワーのある断面が最初に全塑性となった状態、他の一つは、塑性領域がタワーの軸方向に広がり、剛性方程式が解を持ち得なくなった状態である。ここで、有効座屈長 le は、慣用の方法に準じて $le=1.0h$ と

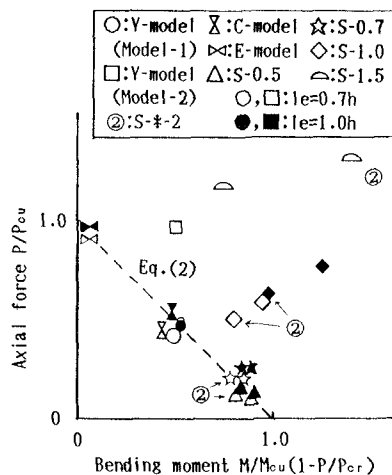


Fig. 7 Interaction between P/P_{cu} and $M/M_{cu}(1-P/P_{cr})$ at initial yield state

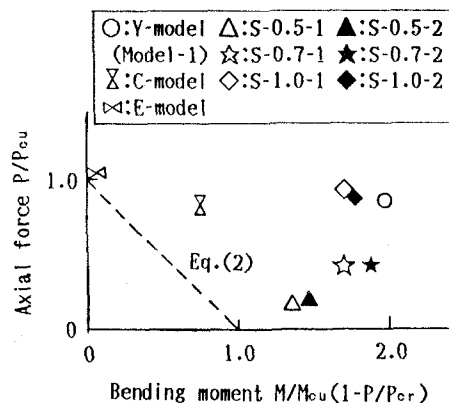


Fig. 8 Comparison of ultimate strength of tower with JSHB's method

仮定している。図中の点線は、JSHBの耐荷力相関曲線式(2)を示している。この図から判断して、式(2)は、弾塑性有限変位解析により求めたタワーの耐荷力よりもかなり安全側であることがわかる。これは、 $le=1.0h$ による慣用の有効座屈長の取り方がタワーの終局状態に対してかなり安全側の評価法であるためと考えられる。

(3) タワーの設計法について

a) 有効座屈長を $le=0$ としたときの軸方向力と曲げモーメントの相関図

Fig. 9には、有効座屈長を0と仮定したときのタワーの終局状態における軸力と曲げモーメントとの相関図を示す。この図からわかるように、曲げが卓越する場合にはJSHBの耐荷力曲線に対して、安全側の値を与えるが、軸力が卓越する場合には危険側となる。軸方向力が卓越する場合は、やはり柱の座屈のために危険側となると考えられる。そこで、タワーの耐荷力照査を行う場合、軸方向力が卓越する場合には有効座屈長を考慮し、曲げが卓越する場合には有効座屈長を無視する方法も考えられる。

b) タワーの有効座屈長

上述の a) の結果から、タワーの有効座屈長の評価方法としては、次のような方法が考えられる。

- ① 斜張橋の弾性微小変位解析より、初期荷重が作用した場合の曲げモーメント M_1 、軸方向力 P_1 を求める。
- ② P_1, M_1 に荷重係数 α をかけた値 $P=\alpha P_1, M=\alpha M_1$ が、終局状態におけるタワーの作用断面力とする。
- ③ Fig.10に示すように、縦軸に P/P_y 、横軸に M/M_y をとり、軸方向力と曲げモーメントとの相関曲線を描き、①および②の線形解析結果と式(2)との交点Cの位置を求める。
- ④ $P/P_y=1.0$ (A点) のときの le を $0.7h$ 、 $M/M_y=1.0$ (B点) のときの le を0としてAB間を線形補間し、C点に相当する有効座屈長を求める。
- ⑤ この有効座屈長 le を用いて、式(2)による耐荷力照査を行う。

c) 耐荷力相関曲線に関する一提案

上記のb)の方法で求めた有効座屈長を用いて、式(2)の耐荷力相関曲線によって耐荷力照査を行ってみる。Fig.11には、それらの結果を示す。図中の点線は、JSHBによる耐荷力相関曲線式(2)を示す。ここでは、Fig.12に示すモデルの解析例として、S-0.7-1のタワーの下端をピン支持としたモデルの解析を行い、その結果も示している。ただし、このモデルでは有効座屈長を $le=1.0h$ と仮定している。これは、このタワーが両端ピン支持の柱モデルとほぼ等価と考えられるからである。しかし、他のモデルでは有効座屈長の上限値を $le=0.7h$ としている。軸方向力が卓越する場合、前掲のFig. 9では危険側にあったものが、ここでは有効座屈長を考慮しているため、安全側に位置するようになる。また、軸方向力が卓越するよりも曲げモーメントが卓越する方が、JSHBの耐荷力相関曲線式(2)に関して安全率が

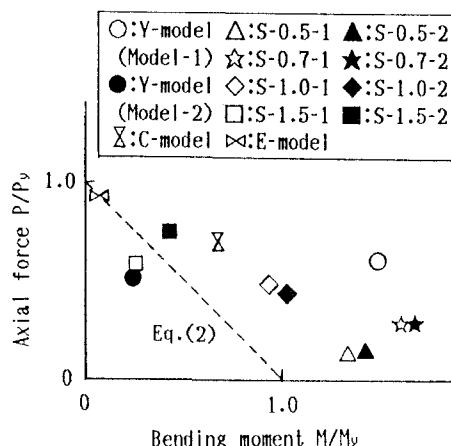


Fig. 9 Interaction between P/P_y and M/M_y at ultimate state with $le=0$

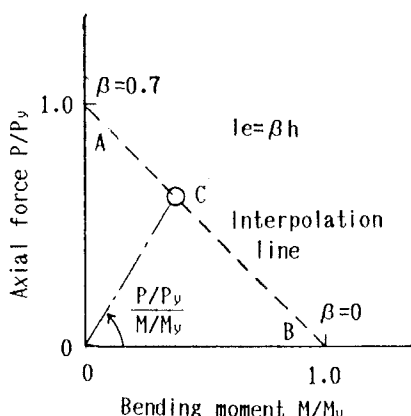


Fig.10 Determination of effective length

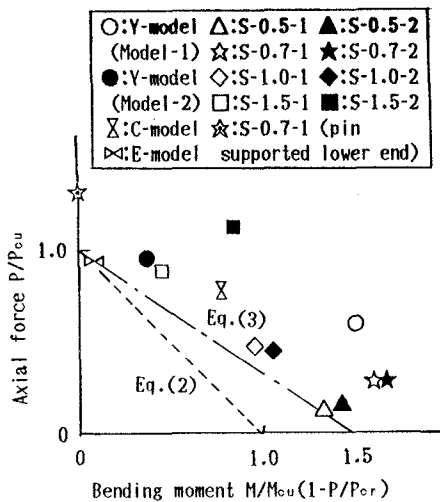


Fig.11 Interaction curve, P/P_{ou} - M/M_{ou} , by using proposed effective length

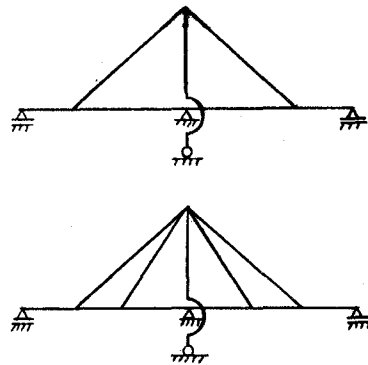


Fig.12 Cable-stayed bridge of which tower's effective length is equal to the height of tower

高いことがわかる。

そこで、解析データの下限値を押さえる意味で、次のような耐荷力相関式も考えられる。

$$\frac{P}{P_{ou}} + \frac{M}{1.5M_{ou}(1-P/P_{cr})} \leq 1.0 \quad \dots (3)$$

これらの相関曲線をFig.11中に鎖線で示した。

d) 荷重係数の比較

Sモデルの二段ケーブル斜張橋について、弾塑性有限変位解析に基づいて求められるタワーの終局状態における荷重係数 α_0 を、以下の2通りの方法で求めた荷重係数と比較する。

- ① タワーを両端ピンの柱モデルとして、式(2)から求められる荷重係数 α_1 (JSHBの方法)
- ② 式(3)から求められる荷重係数 α_2 (本法)

Table 4 にこれらの結果を示す。この表からわかるように、 α_0 に比較してJSHBの方法がかなり安全側の荷重係数 α_1 を与えるのに対し、本提案法ではほぼ妥当な荷重係数 α_2 を得ている。

Table 5 は、JSHBの相関曲線式(2)および本法による相関曲線式(3)と弾塑性有限変位解析結果との差異を示したものである。ここに、表中 $\bar{\gamma}$ 値は、次式で表される終局強度比 γ の平均値である。

$$\gamma = \frac{\text{弾塑性有限変位解析による終局強度}}{\text{各種計算法による終局強度}} \quad \dots (4)$$

Table 4 Calculated results of load factors

Model.No.	S-0.5-2	S-0.7-2	S-1.0-2	S-1.5-2
α_0 (elasto-plastic)	7.8	7.2	5.7	3.8
α_1 (JSHB's method)	4.77	3.47	2.28	0.26
α_2 (author's method)	7.21	5.61	4.91	2.00
α_0/α_1	1.64	2.07	2.50	14.6
α_0/α_2	1.08	1.28	1.16	1.90

Table 5 Comparisons of ultimate strength with Eq.(2) and Eq.(3)

Item	Eq.(2)	Eq.(3)
Mean value $\bar{\gamma}$	1.585	1.274
Standard deviation σ	0.306	0.203

この表からわかるように、本文の方法による耐荷力相関曲線は、JSHBに比べると、弾塑性有限変位解析結果との終局強度比の平均値および偏差量とも小さくなっていることがわかる。

4. まとめ

本論文では、ケーブル要素を含む3次元骨組構造物用の弾塑性有限変位解析プログラムを作成して、タワーと補剛桁が剛結された直線および曲線斜張橋タワーの耐荷力解析を行い、タワーの橋軸方向への座屈に対する設計法について種々な考察を試みたものである。本文の結論を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 作成したプログラムは、架設による残存力を考慮した架設途上および完成後の斜張橋タワーの耐荷力解析を行い得るものである。
- (2) S字形曲線斜張橋の耐荷力解析も行ったが、 $R \geq 200\text{m}$ の範囲では、ねじりがタワーの弾塑性挙動に及ぼす影響はほとんどなく、ねじり挙動は弾性として取り扱う簡易的な方法によっても、タワーの耐荷力解析結果は厳密な方法によるものとほとんど差異がなかった。
- (3) タワーの耐荷力に及ぼす残留応力の影響は、ほとんどみられなかった。
- (4) タワーの耐荷力に関する弾塑性有限変位解析結果とJSHBに定められる耐荷力相関式（JSHBの許容応力に関する照査式を書き換えたもの）とを比較して、以下の諸点がわかった。
 - a) タワーの初期降伏強度は、タワーの有効座屈長を $l_e = 1.0h$ (h : タワー高さ)にとれば、JSHBの耐荷力相関曲線ではほぼ正しく推定できる。
 - b) しかし、タワーの終局状態に対して、有効座屈長を $l_e = 1.0h$ にとると、JSHBの耐荷力相関曲線はかなり安全側の結果を与えることがわかった。
 - c) 曲げモーメントが卓越するタワーにおける終局強度は、有効座屈長を $l_e = 0$ にとり、JSHBの耐荷力曲線を用いて推定しても、十分安全であることがわかった。
- (5) 軸方向力と曲げモーメントが共存する一般的なタワーの有効座屈長 l_e は、曲げモーメントのみが作用する場合の l_e を0、軸方向力のみが作用する場合の l_e を $0.7h$ とし、その間を線形補間して推定することができると思われる。
- (6) また、(5)の有効座屈長を用いて、式(3)の耐荷力相関式に従って斜張橋のタワーの終局強度を求めれば、その結果は弾塑性有限変位解析の結果の下限値（安全側）を押さえている。

本文では、タワーの橋軸方向への座屈のみを取り扱ったが、今後、タワーの橋軸直角方向への座屈に対する設計法や、より実際的な変断面タワーの座屈設計法についても検討を加え、一層合理的なものにすることが必要である。

本研究を行うに当たり、川崎重工業㈱ 橋梁設計部の長井正嗣氏および同技術研究所の大南亮一氏には多大のご協力をいただいた。ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫：長径間斜張橋の塔の耐荷力に関する研究、昭和57年度災害科学研究所受託研究成果報告書、昭和58年3月。
- 2) (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部・長大鋼橋研究委員会：斜張橋の実績調査報告、昭和57年 8月。
- 3) 堀原弘光、倉西茂、中島章典：斜張橋主塔の強度特性、土木学会第39回年次学術講演会概要集、I-43、昭和59年 9月。
- 4) 木村岳、倉西茂、黄鶴周：斜張橋主塔の面外耐荷力に関する研究、土木学会第40回年次学術講演会概要

集、I-68、昭和60年 9月。

- 5) Nakai, H., Kitada, T., Ohminami, R. and Nishimura, T. : Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Cable-Stayed Bridges, Memories of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 26, pp. 251~271, Dec., 1985.
- 6) Komatsu, S. and Sakimoto, T. : Nonlinear Analysis of Spatial Frames consisting of Members with Closed Cross-Sections, Proc. of JSCE, No. 252, pp. 143~157, Aug. 1976.
- 7) Maeda, Y. and Hayashi, M. : In-plane and Out-of-plane Instability of a 297m Span Steel Arch Bridge, Transportation Research Record 664, Bridge Engineering, Vol. 1, pp. 246~254, Sept. 1978.
- 8) 後藤茂夫：柔ケーブル材の接線剛性方程式について、土木学会論文報告集、第270号、pp. 41~49、1978年 4月。
- 9) 森 翠、佐野信一郎、森本千秋、長井正嗣、遠藤秋主、大南亮一、谷沢 正：ケーブル部材を含む骨組構造物の立体非線形解析 — 斜張橋への適用 — 、川崎重工技報 第88号、pp. 79~87. 1985年 4月。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I. 共通編、II. 解説編、丸善、昭和55年 2月。

(1986年10月17日受付)