

ニールセンローゼ橋アーチリブの座屈に対する合理的設計法について

On a Design Method against Buckling Stability of Arch Ribs of Nielsen-Lohse Bridges

北田俊行*・中井 博**・吉川 紀***・阪野雅則****

Toshiyuki Kitada, Hiroshi Nakai, Osamu Yoshikawa and Masanori Sakano

This paper is concerned with three subjects on the ultimate strength and design method of Nielsen-Lohse bridges. First subject is to introduce a current design method for arch ribs of Nielsen-Lohse bridges against buckling. Second subject is to investigate buckling strength and ultimate strength of Nielsen-Lohse bridges through the elastic buckling analysis and the elastoplastic and finite displacement analysis. The final subject is to propose a much more rational and practical method for deciding the effective buckling length of arch ribs in Nielsen-Lohse bridges against the in-plane and out-of-plane bucklings.

1. まえがき

最近、大型で高速の電子計算機の普及、鋼橋の製作・架設技術の向上および美観上の理由から、ニールセンローゼ橋が数多く建設されるようになってきた。このようなニールセンローゼ橋のアーチリブを設計する場合、その他のアーチ系橋梁と同様に、現在のところ有効座屈長の概念が用いられている。その有効座屈長としては、慣用的に、面内座屈に対してはケーブル間隔の2倍、面外座屈に対しては上横構間隔が用いられ、あるいは、その都度、弾性座屈解析を行って座屈強度から有効座屈長が決定されたりしている。しかし、実際のアーチ系橋梁では、弾性座屈荷重によるアーチリブの応力度は、材料の弾性限界をはるかに超える場合が多く、材料の弾塑性挙動も考慮したうえで、アーチリブの座屈設計を行う必要がある。そのため、文献1)～3)では弾塑性有限変位解析によるパラメトリック解析を行うことにより、アーチ橋のアーチリブの設計法について提案を行っている。しかし、ニールセンローゼ橋については、このような解析的な研究がほとんどないのが現状である。したがって、長スパンを有するニールセンローゼ橋の場合には、詳細設計の段階で弾塑性有限変位解析を行い、橋梁全体の座屈安全性を検証するのが慣例となっている。数橋に対するこのような解析結果^{4)～5)}を調査すると、慣用的な有効座屈長を用いて設計されたアーチリブは、わが国の道路橋示方書⁶⁾(以下JSHBと称する)で期待するよりかなり大きな安全率を有していることがわかる。

-
- | | | | | |
|------|----|-----------|----------|------------------------|
| * | 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3-3-138) |
| ** | 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3-3-138) |
| *** | 工修 | 阪神高速道路公団 | 設計部設計課長 | (〒551 大阪市東区北久太郎町4-68) |
| **** | 工修 | 大阪市立大学助手 | 工学部土木工学科 | (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138) |

そこで、合理的なアーチリブの設計法について検討するために、以下の検討を行う。

- ① まず、慣用的な有効座屈長（面内座屈に対してはケーブル間隔の2倍、また面外座屈に対しては上横構間隔）により基本設計⁷⁾された部材寸法を用い、弾性座屈解析を実施し、アーチリブの面内と面外に対する弾性座屈荷重、座屈モードおよび有効座屈長について調べる。
- ② つぎに、それらの橋梁を3次元骨組構造物にモデル化し、種々な組合せ荷重を受ける場合について弾塑性有限変位解析⁸⁾を行い、終局限界状態に至るまでのアーチリブの挙動および終局強度特性について検討する。
- ③ また、実績調査⁹⁾をもとに作成した種々のニールセンローゼ橋の全体モデルについて、上述の弾塑性有限変位解析によるパラメトリック解析を行い、一般的なニールセンローゼ橋アーチリブの全体座屈および部材座屈に対する終局強度特性を明らかにする。
- ④ 以上の解析結果をもとにして、現行のアーチリブの設計法を見なおし、より合理的で経済的なアーチリブの設計法について検討する。

2. ニールセンローゼ橋の実績調査

2.1 ニールセンローゼ橋の架設実績

図-1は、過去に架設されたニールセンローゼ橋について、横軸に完成年を、縦軸にスパンをとってプロットしたものである¹⁰⁾。この図より、15年ぐらい前からその架設実績がかなり増えてきていることがわかる。

2.2 現行のニールセンローゼ橋アーチリブの設計法

(1) 有効座屈長

現在、ニールセンローゼ橋のアーチリブは、有効座屈長の概念を用いて許容応力度設計法によって設計されている。したがって、断面を設計する際には、有効座屈長が必要となる。過去のニールセンローゼ橋の設計に用いられた有効座屈長の取り方を、表-1に示す。

この表より、面内座屈に対してはケーブル間隔の2パネル分を、面外座屈に対しては上横構間隔を有効座屈長に採用した設計実績が多いことがわかる。

(2) アーチリブの座屈照査式

アーチリブの有効座屈長が決まると、アーチリブは、軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける梁・柱部材としてわが国の道路橋示方書（以下JSHBと称する）に従って設計することができる。JSHBの座屈照査式を終局状態における断面力を用いて表すと、次式のようになる。

$$\frac{P}{P_{cu}} + \frac{M_y}{M_{y0u}(1-P/P_{y0r})} + \frac{M_z}{M_{z0u}(1-P/P_{z0r})} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、

$P = \alpha_{req} P_1$, P_1 : JSHB に定める設計荷重による軸方向圧縮力

$M_y = \alpha_{req} M_{y1}$, M_{y1} : JSHB に定める設計荷重による面内曲げモーメント

$M_z = \alpha_{req} M_{z1}$, M_{z1} : JSHB に定める設計荷重による面外曲げモーメント

α_{req} : 安全率(=1.7), P_{y0r} , P_{z0r} : 面内および面外まわりのオイラー座屈荷重

M_{y0u} , M_{z0u} : 面内および面外降伏曲げモーメント

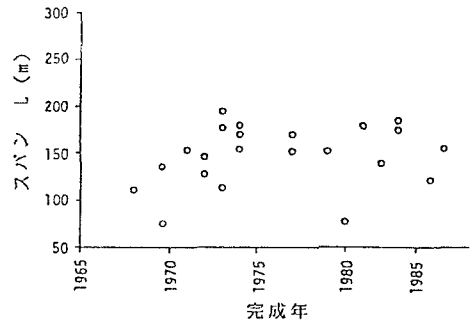


図-1 ニールセンローゼ橋の架設実績

表-1 実橋の有効座屈長の取り方

項目	有効座屈長	橋数	
面内座屈	d	1	
	2d	6	
	2ℓ	1	
	3ℓ	1	
面外座屈	ℓ	9	

P_{cu} : JSHB に定める柱の基準圧縮強度で、次式のように整理される。

$$P_{cu} = A \times \sigma^* \times \sigma_y \quad \text{----- (2)}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma^* &= 1.0 \\ \sigma^* &= 1.109 - 0.545 \times \lambda \\ \sigma^* &= 1.0 / (0.773 + \lambda^2) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} & ; \left(\lambda \leq 0.2 \right) \\ & ; \left(0.2 < \lambda \leq 1.0 \right) \\ & ; \left(1.0 < \lambda \right) \end{aligned} \quad \text{----- (3)}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l_o}{r} \quad \text{----- (4)}$$

l_o : 有効座屈長, r : 断面2次半径,

すなわち、 α_{cr} 倍した荷重に対する軸方向力と曲げモーメントで式(1)の左辺を計算し、その値が1よりも小さくなるようにアーチリブの断面を設計すればよいわけである。しかし、式(1)の左辺の値は有効座屈長の取り方によって大きく変化するため、合理的な有効座屈長を用いることが重要となる。

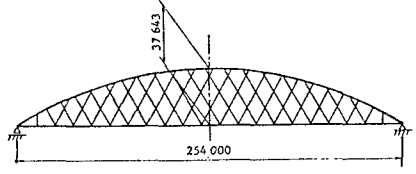


図-2 平面弾性座屈解析のためのモデル(単位mm)

3. 新浜寺大橋の弾性座屈解析

3.1 弾性座屈解析

(1) 数値解析の方法

阪神高速道路公団・大阪湾岸線で計画中の新浜寺大橋の基本設計において決定された寸法諸元を用いて、弾性座屈解析を行った。平面弾性座屈解析に対しては、図-2に示す2次元骨組モデルに、また、立体弾性座屈解析に対しては、図-3に示す3次元骨組モデルを用いた。その際、ケーブルは、軸力部材として取り扱った。荷重は、図-4に示すように、死荷重(D)と活荷重(L)とを合計した(D+L)荷重を橋軸方向に全載荷した。死荷重強度は、同図(a)のように w_{du} および w_{dl} とした。活荷重(L)は、偏心載荷の影響は考慮せず、線荷重および衝撃は無視し、同図(b)の等分布活荷重 p のみを考えた。座屈時の荷重係数(1次固有値) α_{cr} は、(D+L)荷重に対して算出する。すなわち、座屈時の載荷荷重は $\alpha_{cr}(D+L)$ となる。

(2) 数値解析結果

平面解析および立体解析の1次固有値(荷重係数 α_{cr})、ならびに、それらに対応する座屈モードを図-5に示す。この図より、座屈モードは、面内座屈では6半波形の逆対称モードとなり、面外座屈では、第1上横構の取付部(橋門構に相当する部分)とアーチクラウン部のたわみが卓越する3半波形の座屈モードを呈している。つぎに、面内の座屈荷重係数 α_{cr} は、 $\alpha_{cr}=17.37$ であり、面外の座屈係数 $\alpha_{cr}=6.49$ に比して著しく大きな値となっていることがわかる。したがって、本橋では面外座屈が卓越し、面内座屈はあまり問題とならないものと思われる。

4. 新浜寺大橋の弾塑性有限変位解析

4.1 弾塑性有限変位解析法

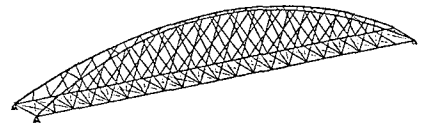
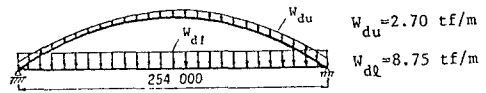
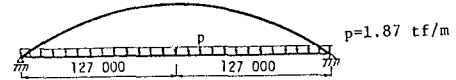


図-3 立体弾性座屈解析のためのモデル



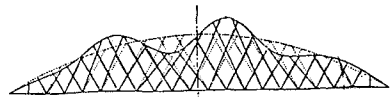
(a) 死荷重載荷状況



(b) 活荷重載荷状況

図-4 平面及び立体弾性座屈解析のための荷重載荷状況(単位mm)

$\alpha_{cr}=17.37$



(a) 平面解析

$\alpha_{cr}=6.49$



(b) 立体解析

図-5 弾性座屈解析による座屈荷重係数および座屈モード 載荷状態 $\alpha_{cr}(D+L)$

本解析では、文献8)に基づいて作成した弾塑性有限変位解析プログラム(BPACS)を用いた。

4.2 解析モデル

前述の新浜寺大橋の基本設計寸法を用い、図-3に示す立体弾性座屈解析と同様な3次元骨組構造解析モデルを用いた。解析モデルの節点総数は162点であるが、それらは構造部材の軸線の交点、断面変化点および材質変化点(アーチリブのみ)に設けた。これらの骨組要素のうち、アーチリブの耐荷力に着目するという目的から、アーチリブについては図-6に示すサブ要素に分割

された弾塑性箱形要素を用いてモデル化した。

また、下弦材、上横構および横桁については弾性梁・柱要素に、ケーブルについてはバネ要素にそれぞれモデル化した。ただし、上横構がアーチリブの耐荷力に及ぼす効果を調べるために、2ケースについては、上横構も弾塑性箱形要素でモデル化した。その際、小判

形断面を有する上横構を断面積および断面係数がほぼ等しい箱形断面に置換した。下弦材の断面積については、鋼床版(デッキプレート+縦リブ)を有効とみなした。また、水平軸および鉛直軸回りの断面二次モーメントとねじり定数については、下弦材断面のみを有効と考えた。ただし、風荷重のような水平荷重を受ける場合、床版が鉛直軸回りの曲げに対して効果的に抵抗するものと考えられる。そこで、この場合には、下弦材の曲げ剛度として、図-7に示す鋼床版を含めた鉛直軸 Z_1 回りの断面二次モーメント I_{Z1} の1/2を下弦材の鉛直軸回りの断面二次モーメント I_Z として用いた。

ヤング係数は、ケーブルにおいて $E=2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、その他の部材において全て $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とした。ポアソン比は、 $\mu=0.3$ とした。さらに、アーチリブの初期不整の強度に及ぼす影響を調べるため、残留応力として図-8に示す分布形を仮定した。また、初期たわみとして、橋軸面外方向の変位形状の解析結果(図-12参照)と類似した次式で表せる初期たわみ形状を仮定したモデルも考えた。

$$w_0 = \frac{l}{1000} \cdot \frac{1}{2} (1 - \cos \frac{2\pi}{l} s) \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 l : 上横構間隔、 s : アーチリブ軸線に沿った座標

4.3 載荷荷重

JSHBに従って、以下に示す荷重を解析の対象とした。

① 死荷重(D)

図-9に示す基本設計に用いられた死荷重 w_{du} および

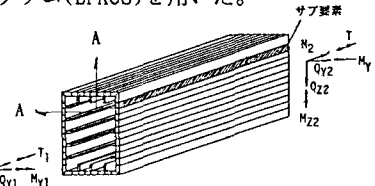
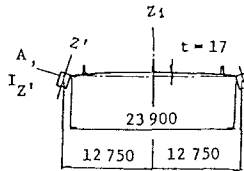


図-6 弾塑性挙動を解析するための箱形要素のサブ要素分割法



(単位mm)

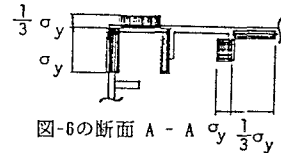


図-8 箱形要素の残留応力分布

図-7 鋼床版を含めた下弦材の有効断面(鉛直軸まわりの曲げに対して)

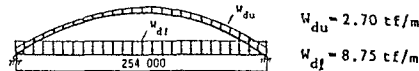
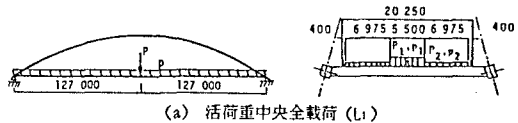


図-9 死荷重の載荷状況(単位mm)



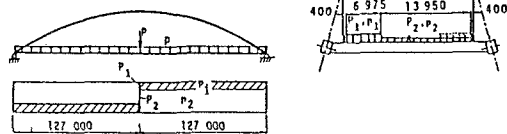
(a) 活荷重中央全載荷(L1)



(b) 活荷重中央全載荷(L2)



(c) 活荷重偏心全載荷(L3)



(d) 活荷重偏心相反全載荷(L4)



(e) 活荷重中央半載荷(L5)

$$P_1 = 11.45 \text{ tf/m}, P_2 = 2.5 \text{ tf/m}, P_3 = 0.3 \text{ tf/m}^2, P_4 = 0.15 \text{ tf/m}^2$$

図-10 活荷重の載荷状況(単位mm)

W_{d1}を用いた。

② 活荷重 (L)

新浜寺大橋上部工設計指針 (案)¹⁶⁾に従い、図-10の等価L荷重、すなわち線活荷重Pおよび等分布活荷重pを用いた。

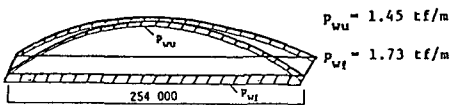


図-11 風荷重の載荷状況(単位mm)

③ 風荷重 (W)

基本風速50m/sに高度および水平長等の補正を行った基本設計風速(上弦材および吊り材に対して風速V=64m/s、下弦材に対してV=75m/s)を用いて算出した風圧 p_{wd} および p_{wl} が、図-11に示すように等分布荷重として作用するものとした。

4.4 荷重の組合せと終局限界荷重係数 α_u

JSHBに示されている安全率およびAASHTO¹⁷⁾で要求されている荷重係数を基準にして、計算終局荷重が設計荷重に対してどれだけの安全率あるいは荷重係数を有するかを調べるため、以下の組合荷重の場合について計算を行った。

1) JSHBを対象にして : ① $\alpha(D+L_i)$, ② $\alpha(D+W)$

2) AASHTOを対象にして : ③ $1.3D+\alpha L_i$, ④ $1.3D+\alpha W$

ここで、①、③については、それ

ぞれ図-10に示す5ケースの活荷重載荷状態(L1, L2, L3, L4, L5)、②、④については、図-11に示す1ケースの風荷重載荷状態を考慮した。載荷は荷重パラメータ α を漸増させ、終局限界状態のときの α 値を終局限界荷重係数 α_u とした。

なお、本解析において、アーチリブのある断面が全塑性になった場合、あるいは、アーチリブの軸方向に塑性域が広がり、剛性方程式が解を持ち得なくなった状態を、終局限界状態とした。

4.5 数値解析結果

(1) 終局限界荷重係数 α_u

表-2は、終局限界荷重係数 α_u を一覧表としてまとめたものである。表中の α_{req} は、JSHBで規定されている安全率、あるいはAASHTOで要求されている荷重係数である。いずれのケースも計算値 α_u は、これらの値を十分に上まわっており、基本設計に基づいてモデル化したアーチリブが十分な安全率を有していることが確認された。

(2) 変位形状

図-12に、活荷重中央全載荷の

表-2 終局限界荷重係数 α_u

各ケースの記号	荷重の載荷方法	α_u	α_{req}	$\frac{\alpha_u}{\alpha_{req}}$
J-1	活荷重中央全載荷	2.38	1.70	1.40
J-1-R	活荷重中央全載荷 (残留応力)	2.40		1.41
J-1-R-D	活荷重中央全載荷 (残留応力、初期たわみ)	2.40		1.41
J-2	活荷重中央全載荷	2.42		1.42
J-3	活荷重偏心全載荷	2.40		1.41
J-4	活荷重偏心相反載荷	2.38	1.36	1.40
J-5	活荷重中央半載荷	2.53		1.49
J-W	風荷重全載荷	2.23		1.64
J-W-P	風荷重全載荷 (上横構：弾塑性要素)	2.00		1.47
A-1	活荷重中央全載荷	7.60	2.17	3.50
A-1-R	活荷重中央全載荷 (残留応力)	8.00		3.69
A-1-R-D	活荷重中央全載荷 (残留応力、初期たわみ)	7.90		3.64
A-2	活荷重中央全載荷	8.50		3.92
A-3	活荷重偏心全載荷	7.60		3.50
A-4	活荷重偏心相反載荷	7.70	1.30	3.55
A-5	活荷重中央半載荷	11.6		5.35
A-W	風荷重全載荷	3.64		2.80
A-W-P	風荷重全載荷 (上横構：弾塑性要素)	3.47		2.67

注 * $1.7/1.25=1.36$

ケースJ-1-Rの終局限界状態近傍におけるアーチリブの橋軸面外方向および橋軸面内方向の変位形状を示す。橋軸面外方向の変位形状は、上横構を節とする1波形のたわみ形状を呈し、アーチリブが内側方向にたわんでおり、第1上横構と第2上横構間において最大変位が生じている。橋軸面内方向の変位形状は、アーチリブ中央で最大となる半波形の変位形状を示している。

(3) アーチリブの塑性領域の広がり

図-13は、終局限界状態付近におけるアーチリブの塑性領域の広がり状況を立体的に示したものである。活荷重中央全載荷のケースJ-1の場合、アーチリブ中央付近の数断面において、活荷重中央半載荷のケースJ-5については、活荷重が載荷されているアーチリブ左側の数断面において、圧縮による塑性領域が生じている。

5. ニールセンローゼ橋アーチリブの耐荷力に関するパラメトリック解析

5.1 解析モデル

ニールセンローゼ橋のアーチリブの合理的な有効座屈長について検討を加えるため、以下に示すような解析モデルを用いて、パラメトリック解析を行った。

(1) 平面解析モデル

まず、ニールセンローゼ橋アーチリブの面内方向の強度特性を調べるために、アーチ1主構を取り出し、面外方向の変位を拘束した図-14に示すような平面解析モデルを考えた。解析に必要な節点座標等には、新浜寺大橋の基本設計断面の数値を用いた。無次元パラメータとしては、スパン L とアーチリブ水平軸まわりの断面二次半径 r_y との比 L/r_y を考え、過去の実績例⁹⁾を参考にして、その値が100, 300および600となるように断面寸法を変化させた。ただし、その際、断面積 A は一定とした。アーチリブへの荷重の分配効果を種々に変化させるため、図-14に示すように、ケーブル本数は3種類に変化させた場合を考えた。なお、本解析モデルでは、初期たわみおよび残留応力は考慮していない。

(2) 立体解析モデル

平面解析モデルでは、実際の立体的なニールセンローゼ橋のアーチリブの立体的な強度特性を考えることは難しい。そこで、実際のニールセンローゼ橋を参考にし、以下のような立体モデル(ライズ-スパン比1/6)による解析も行った。ただし、残留応力は無視した。

a. Y_s モデル

アーチリブの配置形式、すなわち、

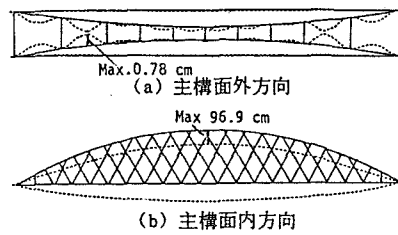


図-12 終局限界状態付近におけるアーチリブの変位形状(ケースJ-1-R)

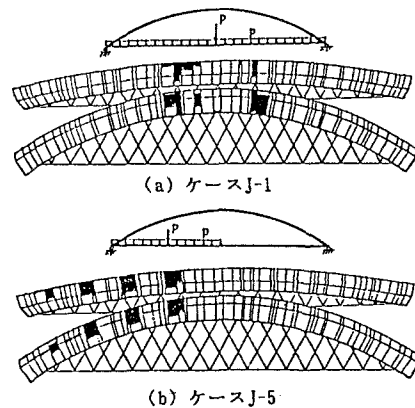


図-13 終局限界状態付近におけるアーチリブの塑性領域の広がり

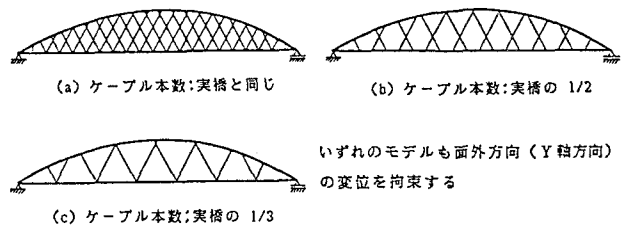


図-14 平面解析モデル H_0

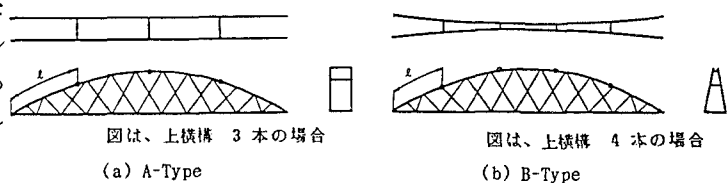


図-15 立体解析モデル Y_s

平行型(A-Type)とバスケットハンドル型(B-Type)によるアーチリブの強度特性および有効座屈長について比較検討するため、2つの立体的なモデル(Y_s モデル)について解析を行った。これらのモデルを、図-15に示す。両モデルとも2つのアーチリブを上横構でつなぎ、その間隔がアーチリブの強度に及ぼす影響を調べるために、その本数を1本〜4本まで変化させた。断面のパラメータとしては、上横構間隔とアーチリブの鉛直軸まわりの断面二次半径との比 l/r_z をとり、実績例⁹⁾を参考にして、その値を20, 50 および80と変化させた。

b. Y_d モデル

Y_s モデルに初期たわみを導入し Y_d モデルとし、このモデルを用いて初期たわみの影響を詳しく調べてみた。初期たわみは、面外方向にのみ導入し、その形状は図-16に示すものとした。A-TypeおよびB-Typeとも、初期たわみ形状①は上横構の位置を節としたもので、他の初期たわみ形状②〜③はアーチリブの両端を節としたものである。

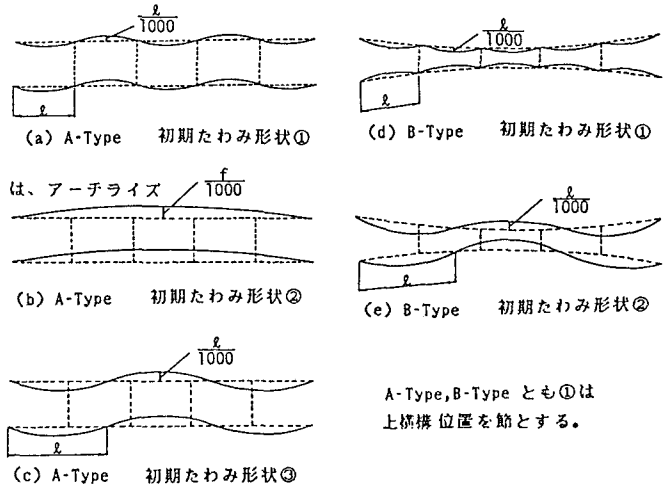


図-16 Y_d モデルの初期たわみ形状

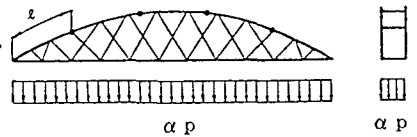


図-17 荷重載荷状態

5.2 載荷荷重

載荷荷重は図-17に示すように、下弦材のみに等分布荷重 αp を全載荷して荷重増分法により α を増加させ、弾塑性有限変位解析を行った。

5.3 解析結果および考察

(1) 平面解析の結果と考察

まず、平面モデル($L/r_y=300$)のアーチリブの終局限界状態における面内曲げモーメントの分布状況を、図-18に示す。この図より、ケーブルの本数を新浜寺大橋と同じにしたモデルでは、ケーブルにより荷重が効率よく分配され、アーチリブに生じる面内曲げモーメントが、かなり小さくなっていることがわかる。ところが、ケーブル本数を少なくするとその効果が低下し、曲げモーメントも局部的に大きくなって降伏が早まり、終局荷重が低下する傾向が現れた。

(2) 立体解析の結果と考察

立体モデルアーチリブの終局限界状態における軸方向力および曲げモーメントの分布を、図-19, 20に示す。これらの図より、軸方向力は、A-TypeよりもB-Typeの方が大きいことがわかる。また、A-Typeの

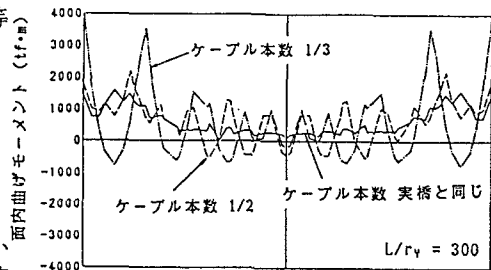


図-18 H_c モデルの面内曲げモーメント図

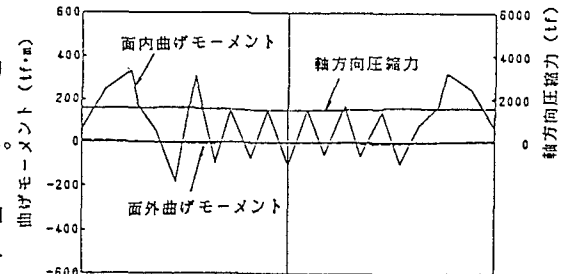


図-19 Y_s モデル(A-Type)の断面力図

軸方向力は、アーチリブ全長にわたってほぼ一定であるが、B-Typeではアーチリブ中央部でのみ一定となり、端部では中央部よりわずかであるが大きくなっている。アーチリブの曲げモーメントは、ケーブルを取り付けた格点毎にジグザグの形状で分布しており、A-Typeでは、アーチリブが鉛直に立っているために面外方向の曲げモーメントが小さく、B-Typeでは、面内曲げモーメントの10分の1程度の面外曲げモーメントが発生していることがわかる。

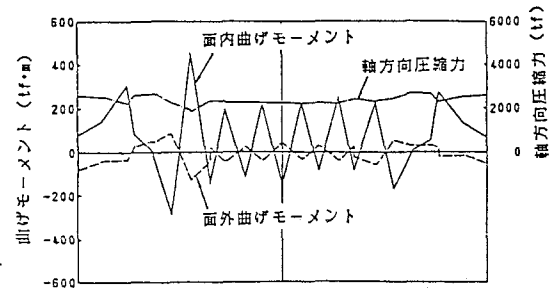
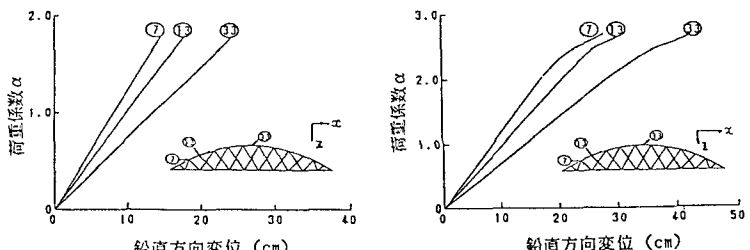


図-20 Ysモデル(B-Type)の断面力図

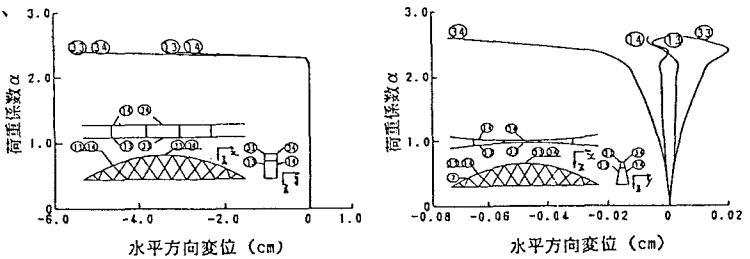
荷重と鉛直方向変位との関係を、図-21に示す。この図より、終局限界状態に至るまで、A-TypeおよびB-Typeとも荷重にほぼ比例して変位していることがわかる。とくに、A-Typeの荷重-変位関係は、終局限界状態の寸前まで線形的であることがわかる。



(a) A-Type, 上横構: 2 本 ($l/r_z = 80$)
(b) B-Type, 上横構: 2 本 ($l/r_z = 80$)

図-21 荷重-変位曲線 (鉛直方向)

荷重と水平方向変位との関係を、図-22に示す。A-Typeでは、終局限界状態の直前まで水平方向にほとんど変位しないが、終局限界状態に近づくと、2本のアーチリブには、急激に同じ方向の側方変位が生じることがわかる。これに対し、B-Typeでは、2本のアーチリブが共に内側に向かって変位していくことがわかる。



(a) A-Type 上横構 4 本 ($l/r_z = 50$)
(b) B-Type 上横構 4 本 ($l/r_z = 50$)

図-22 荷重-変位曲線 (水平方向)

終局限界状態における A-Type および B-Type の面外方向の変位形状を、それぞれ図-23に示す。これらの解析は、上横構間隔と面外方向の断面二次半径 r_z の比 l/r_z とをパラメーターとして行ったため、 l/r_z が等しいモデルでは、上横構本数が多いモデルほど r_z は小さくなっている。これらの図より、A-Type では面外水平方向に半波形のたわみを伴う全体座屈が発生し、 $L/r_z = (n+1)l/r_z$ (n : 上横構の本数) が 250 の $n=4$ の場合の水

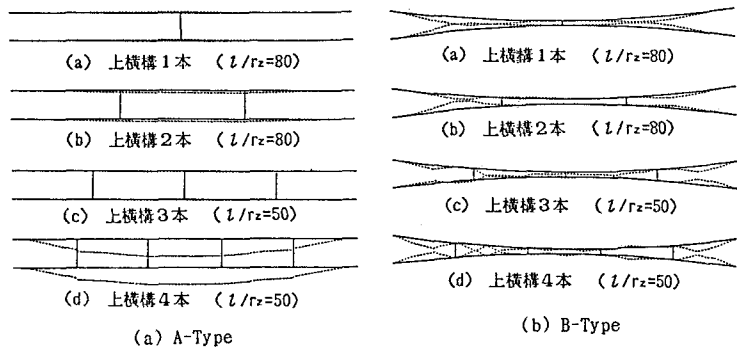


図-23 終局状態における変位パターン

ていることがわかる。B-Typeでは上横構間のアーチリブが面外水平内側にたわむ上横構部材間のパネル座屈が発生していることがわかる。また、B-Typeでは、 l/r_z が50のケースの水平変位が大きくなっていることがわかる。

Y_d モデルは、 Y_s モデルに初期たわみを導入したモデルであるが、解析結果によると、 $l/r_z=80$ のモデルのみが初期たわみの影響を受けている。初期たわみを有する Y_d

モデルの終局限界荷重係数 α_{du} と初期たわみのない Y_s モデルの解析より得られた α_{su} との比を、表-3に示す。これらの表を比較すると、 $l/r_z=80$ のA-Typeでは、初期たわみの影響により終局強度が10～15%程度、また初期たわみ形状②のB-Typeでは、10%程度終局強度が低下していることがわかる。

5.4 ニールセンローゼ橋アーチリブの有効座屈長に関する考察

ここでは、5.3の数値計算結果より得られたアーチリブの終局限界状態における軸方向力と曲げモーメントとを耐荷力相関図にプロットし、式(1)と比較・検討する¹⁸⁾。ただし、アーチリブに生じる曲げモーメントは、面外方向よりも面内方向の場合が大きいことから、相関図としては、軸方向力と面内曲げモーメントのみを用いてプロットすることにした。そして、この相関図から、ニールセンローゼ橋のアーチリブを式(1)を用いて合理的に設計し得る有効座屈長について検討する。

(1) 耐荷力相関図の作成方法

相関図を作成するため、軸方向力と面内曲げモーメントとを、次のようにして求める。

- ① 解析モデルの下弦材に等分布荷重 αp を載荷する。
- ② 荷重増分法により α を増しながら弾塑性有限変位解析を行い、終局限界荷重係数 α_u を求める。
- ③ 解析モデルに $\alpha_u p$ を載荷し、弾性微小変位解析を行ってアーチリブに作用する軸方向力 P と面内曲げモーメント M_y とを求める。

以上の方法で得られた最大の P と M_y を用い、式(1)の左辺の第1項および第2項を計算し、相関図上にプロットする。その際、式(1)の P_{cu} および P_{or} を求めるには有効座屈長が必要である。そこで、有効座屈長の取り方を種々変化させ、相関図を作成し、有効座屈長の妥当性について検討する。

(2) 平面構造解析結果による有効座屈長の考察

a. H_c モデル

アーチリブの終局限界状態における軸方向力と曲げモーメントとの相関図を、図-24に示す。ここでは、面内座屈に関する有効座屈長を $l_y=0$ と仮定したので、面内曲げモーメント M_y は降伏モーメント M_y で、軸方向力 P は全塑性軸方向力 P_y で無次元化している。図中の破線は、JSHBの耐荷力相関曲線式である。

この図を見ると、いずれのモデルの解析結果も式(1)よりも外側にあり、弾塑性有限変位解析による結果が安全側に出ていることがわかる。ケーブルを減らしたモデルも相関曲線式(1)より安全側に出ているのは、モデルのケーブル本数が少なくなると、終局強度が

表-3 初期たわみの α_u に及ぼす影響

(a) A-Type

初期たわみ形状	モデル	α_{su}	α_{du}	α_{du}/α_{su}
①	A-1-80	2.1	1.8	0.86
	A-2-80	1.9	1.7	0.89
	A-3-80	1.8	1.6	0.89
	A-4-80	1.5	1.3	0.87
②	A-1-80	2.1	1.9	0.90
	A-2-80	1.9	1.8	0.95
	A-3-80	1.8	1.6	0.89
	A-4-80	1.5	1.4	0.93
③	A-1-80	2.1	1.8	0.86
	A-2-80	1.9	1.7	0.89
	A-3-80	1.8	1.6	0.89
	A-4-80	1.5	1.3	0.87

(b) B-Type

初期たわみ形状	モデル	α_{su}	α_{du}	α_{du}/α_{su}
①	B-1-80	2.1	2.1	1.00
	B-2-80	1.9	1.9	1.00
	B-3-80	1.8	1.8	1.00
	B-4-80	1.5	1.5	1.00
②	B-1-80	2.1	1.9	0.90
	B-2-80	1.9	1.8	0.95
	B-3-80	1.8	1.6	0.89
	B-4-80	1.5	1.4	0.93

α_{su} : Y_s モデルの終局限界荷重係数
 α_{du} : Y_d モデルの終局限界荷重係数

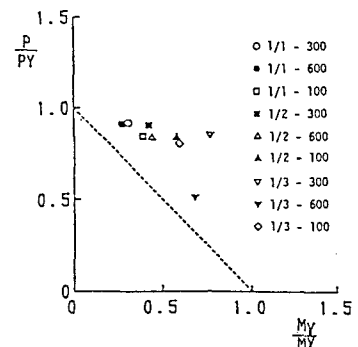


図-24 H_c モデルの耐荷力相関図

(有効座屈長: 面内 $l_y=0$, 面外 $l_z=0$)

下るため軸方向強度が小さくなるが、一方で曲げモーメントが大きくなり、式(1)の第2項が大きくなるためであると考えられる。

このように、ニールセンローゼ橋のアーチリブの設計を行う際、面内方向の座屈は考慮しなくてもよいことを図-24は示唆している。すなわち、式(1)を座屈照査に用いるのならば、面内座屈に関する有効座屈長は、 $l_y=0$ とてよいことを示している。

(3) 立体構造解析結果による有効座屈長の考察

a. Y_s モデル

アーチリブの終局限界状態における軸方向力と曲げモーメントとの相関図を、図-25に示す。これらの図は、面内の有効座屈長を $l_y=0$ 、面外有効座屈長を上横構間隔 $l_z=l$ と仮定してプロットしたものである。解析結果は式(1)を表す破線と比べてA-Type, B-Typeともに安全側となっている。この Y_s モデルの解析結果から、面内に関する有効座屈長は $l_y=0$ 、面外に関する有効座屈長は上横構間隔 $l_z=l$ にとれば、十分に安全な設計ができることがわかる。

つぎに、A-TypeではA-4-80、B-TypeではB-1-20の結果が、最も危険側であることがわかったので、これらの場合に対して、有効座屈長を上横構間隔の0～1.0倍の範囲で変化させて計算した式(1)の左辺の値を、図-26に示す。この図より有効座屈長を、A-Typeでは $l_z=0.9$ 、B-Typeでは $l_y=0$ まで短くすることができることがわかる。

b. Y_d モデル

5.3の結果より、A-Typeの $l/r_z=80$ のモデルでは、初期たわみの影響が現れることがわかった。この影響が最も大きかったA-Typeの初期たわみ形状①の解析結果を相関図にプロットしたものを、図-27に示す。この図は、面内の有効座屈長を $l_y=0$ とし、面外有効座屈長を上横構間隔 $l_z=l$ としたものであるが、上横構4本のモデルの解析結果が式(1)の耐荷力相関曲線に比して多少危険側になっている。上横構が4本のモデルでは l が短くなっているため、 r_z がかなり小さくなっている。また、崩壊は、軸方向力および曲げモーメントが大きくなる支点付近で起こっていた。したがって、支点付近のアーチリブ(端横桁と第1上横構との間のアーチリブ)で、 l/r_z が大きく座屈しやすい部材を用いるのは、避けるべきであると考えられる。しかし、一般の実橋で用いられる $l/r_z \leq 50$ の断面では、初期たわみの影響がみられないので、面外有効座屈長を l に取っておけば、十分安全な設計ができることが図-27からわかる。

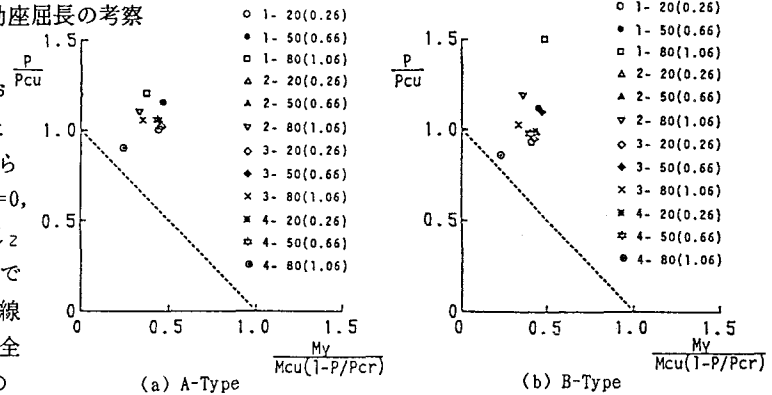


図-25 Y_s モデルの耐荷力相関図 (有効座屈長: 面内 $l_y=0$, 面外 $l_z=l$)

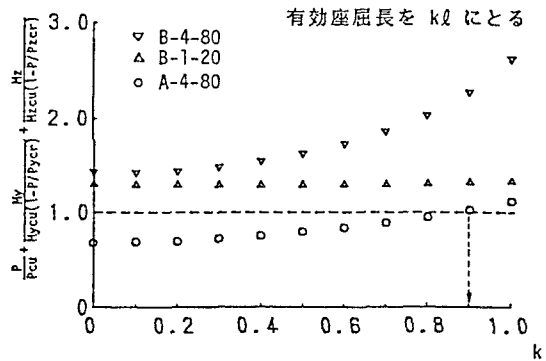


図-26 有効座屈長の検討

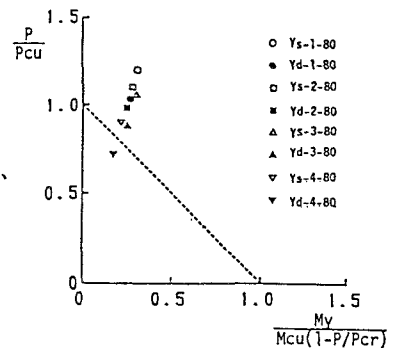


図-27 Y_d モデルの耐荷力相関図
(有効座屈長: 面内 $l_y=0$, 面外 $l_z=l$)

6. まとめ

本論文は、ニールセンローゼ橋アーチリブの合理的な設計法について検討するために、まず慣用的な有効座屈長（面内座屈に対してはケーブル間隔の2倍、また面外座屈に対しては上横構間隔）により基本設計された新浜寺大橋の部材寸法を用い、弾性座屈解析および弾塑性有限変位解析を実施し、アーチリブの強度特性を調べた。さらに、実績調査をもとに、種々なニールセンローゼ橋（ライズ-スパン比1/6）の解析モデルを作成し、弾塑性有限変位解析によるパラメトリック解析を行い、一般的なニールセンローゼ橋のアーチリブの終局強度特性を明らかにした。本研究で得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

6.1 新浜寺大橋の弾性座屈解析結果のまとめ

- a) 平面弾性座屈解析による座屈時の荷重係数は $\alpha_{cr}=17.37$ となり、立体弾性座屈解析による値 $\alpha_{cr}=6.49$ よりもかなり大きな値となった。
- b) 部材断面が降伏に至る荷重よりも著しく高い荷重段階まで、弾性座屈は、発生しないことがわかった。
- c) 立体弾性座屈の1次モードは、第1上横構取り付け部とアーチクラウン部でたわみが大きくなる3半波形の座屈波形となった。
- d) 弾性座屈解析により求めた有効座屈長は、面内座屈に対して、ケーブル間隔の約3倍、面外座屈に対して、橋門構付近で上横構間隔、アーチクラウン部付近で上横構間隔の約1.5倍程度となった。この結果は、弾塑性有限変位解析の結果と一致しなかった。

6.2 新浜寺大橋の弾塑性有限変位解析結果のまとめ

- a) 種々な組合せ荷重に対して、慣用的に用いられている有効座屈長を採用して基本設計された新浜寺大橋のアーチリブの終局強度は、JSHBおよびAASHTO基準に従う終局強度を十分上まわっていることがわかった。
- b) 活荷重中央半載荷および風荷重全載荷のケースを除く、他のすべてのケースに対する終局限界荷重係数 α_u とJSHBの安全率 α_{req} 、あるいは、AASHTOの荷重係数 α_{req} との比 α_u/α_{req} は、どのケースもほぼ等しかった。すなわち、JSHBモデルに対しては、 $\alpha_u/\alpha_{req}=1.40\sim 1.42$ 、AASHTOモデルに対しては、 $\alpha_u/\alpha_{req}=3.50\sim 3.92$ の値を確保することがわかった。
- c) 活荷重中央全載荷のケースに対しては、アーチリブの残留応力および初期たわみが、終局強度にほとんど影響しないことがわかった。

6.3 ニールセンローゼ橋アーチリブの耐荷力に関するパラメトリック解析結果のまとめ

- a) 平面解析モデルの解析結果より、ケーブルの本数を少なくすると、アーチリブへの荷重の分配作用の効率が低下し、曲げモーメントが局部的に大きくなるため、降伏が早まって終局強度が小さくなることがわかった。
- b) 立体解析モデルの解析結果より、平行弦タイプの場合の軸方向力は、アーチリブ全長にわたってほぼ一定で、面外方向に生じる曲げモーメントは、面内方向に生じる曲げモーメントに比べてかなり小さいことがわかった。
- c) 平行弦型のニールセンローゼ橋では、終局限界状態近傍で2本のアーチリブが同一方向に急激に座屈変位し、全体座屈が発生することがわかった。一方、バスケットハンドル型のニールセンローゼ橋は、上横構位置で節となるような形状で水平面外方向に変位し、終局限界状態に至ることがわかった。
- d) 初期たわみの影響は、面外に関する細長比が大きいアーチリブ($l/r_z=80$)のみに現れた。
- e) JSHBの座屈照査式を用いるならば、アーチリブの面内座屈に対する有効座屈長は $l_y=0$ として設計することができる。
- f) アーチリブの面外座屈に対する有効座屈長は、2本のアーチリブが平行で鉛直な場合には、上横構間隔の0.9倍程度まで短くできることがわかった。一方、バスケットハンドルタイプ（傾斜角:78度）の場合には、面外方向の有効座屈長は $l_z=0$ としても十分安全な設計ができることがわかった。
- g) アーチリブを内側に傾けたバスケットハンドル型のニールセンアーチ橋にすることにより、終局強度が

かなり上昇することがわかった。

参考文献

- 1) 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, August, 1976.
- 2) 小松定夫・新家徹：アーチの面内耐荷力の実用算定式について、土木学会論文報告集、No. 267、pp. 39~52、1977年11月
- 3) 倉西茂・矢吹哲哉：側方荷重の影響を考慮した2ヒンジ鋼アーチの面内極限強度について、土木学会論文報告集、No. 272、pp. 1~12、1978年11月
- 4) 加藤隆夫・松川昭夫・石岡秀夫・春元靖弘・村松敬一郎：長柄橋の設計、橋梁と基礎、Vol. 13, pp. 23~29、昭和54年2月
- 5) 神戸市港湾局・大阪大学：弾塑性有限変位解析による灘大橋の極限強度に関する研究業務報告書、昭和57年3月
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅰ. 共通編、Ⅱ. 鋼橋編、丸善、昭和55年2月
- 7) 阪神高速道路公団・大阪第一建設部：大阪府道高速湾岸線（南伸部）浜寺水路橋工区下部工詳細設計業務、第5編、上部工概略設計計算書、昭和61年
- 8) Nakai, H., Kitada, T., Ohminami, R. and Nishimura, T. : Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Cable-Stayed Bridges, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 26, pp. 251~271, December 1985.
- 9) (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：アーチ橋の実績調査報告、昭和60年6月
- 10) Naruoka, M., Itoh, K. and Matukawa, A. : Nielsen System Bridge in Japan, Pfluger-Festschrift, zum 65. Geburtstag, Herausgegeben von H. Hain und J. Stern, Hannover, s. 193~203, 1977
- 16) 阪神高速道路公団・大阪第一建設部：大阪府道高速湾岸線（南伸部）新浜寺大橋上部工設計指針（案）、昭和62年
- 17) The American Association of State Highway and Transportation Officials : STANDARD SPECIFICATION for HIGHWAY BRIDGE, THIRTEENTH EDITION, 1983.
- 18) 中井博・北田俊行・西村俊行：斜張橋タワーの耐荷力と設計法について、構造工学論文集 Vol. 33A、土木学会、pp. 341~350、1987年3月

(1987年10月16日受付)