

バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋アーチリブの耐荷力に関する実験的研究

An Experimental Study on Ultimate Strength of Arch Ribs
in Nielsen-Lohse Bridge with Basket Handle Type北田俊行^{*}・中井 博^{**}・杉山 功^{***}・栗本英規^{****}・阪野雅則^{*****}by Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI, Isao SUGIYAMA,
Hideki KURIMOTO and Masanori SAKANO

This paper presents an experimental study on the ultimate strength and the corresponding design method of arch ribs in Nielsen-Lohse bridge with basket handle type. In order to investigate the collapse behaviors and the ultimate strength of such type of bridges, the experimental studies were conducted by using two models on the scale 1/30 for the Shin-Hamadera Bridge with span length 254m which is under construction at Osaka Bay by Hanshin Expressway Public Corporation. Then, it is shown that the arch ribs of Nielsen-Lohse bridge can be designed as a beam-column with the following rational effective buckling lengths i.e., i) a spacing of cables for in-plane buckling of arch ribs and ii) 0.7 times a spacing of upper lateral bracings for out-of-plane buckling of arch ribs.

1. まえがき

現在までに建設された数多くのニールセンローゼ橋のアーチリブは、軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける梁・柱部材として設計されてきている^{1)~2)}。その際の有効座屈長としては、慣用的に、アーチ面内の座屈に対してケーブル間隔の2倍、アーチ面外の座屈に対して横繫材間隔が採用されたり、またその都度、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。しかしながら、これらの有効座屈長は、数値解析や実験によって十分に裏付けされたものではなく、必ずしも合理的なものであるとはいえない。

そこで、文献3)においては、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の取り方について検討するため、数多くの数値解析が行われ、バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋のアーチリブを設計する際には、面内および面外ともに有効座屈長を従来の考え方より小さくしてもよいのではないかという結論に至っている。

* 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)
***	阪神高速道路公団	大阪第一建設部設計課課長	(〒559 大阪市住之江区北加賀屋2-11-8)
**** 工修	㈱横河橋梁製作所	本社設計部次長	(〒108 東京都港区芝浦4-3-4)
***** 工修	松尾橋梁㈱	大阪本店設計部第一課	(〒551 大阪市大正区鶴町3-4-18)

これらの数値解析結果を参考にすれば、バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋のアーチリブでは、現在の設計法より合理的な以下のような有効座屈長の取り方が考えられる。

- (a) 面内座屈に対しては、ケーブル間隔
- (b) 面外座屈に対しては、横繫材間隔の0.7倍

本研究では、阪神高速道路公団によって、現在、大阪湾岸線南伸部に建設中の新浜寺大橋⁴⁾の全体模型（縮尺:1/30）を製作し、耐荷力実験を実施することにより、アーチリブの終局限界状態に至るまでの挙動および終局強度を明らかにする。そして、それらの実験結果を弾塑性有限変位解析結果と比較し、上述の有効座屈長の取り方の妥当性について検討するものである。

2. 実験供試体の設計

2.1 実験供試体の設計

実験室のスペース、実験供試体の板厚、および、実験装置の制約により、実橋の1/30の縮尺の実験供試体2体（同一寸法）を製作することとした。実験供試体は、製作・組立、および載荷装置などを考慮し、実橋に以下のようなモデル化を施している。

- i) 全体の骨組形状は変更しないが、吊材の本数は実橋の約1/2とした。
- ii) 横繫材は実橋で9本配置されているが、実験供試体では5本とした。
- iii) 実橋におけるアーチリブおよび補剛桁の断面変化は無視し、実験供試体では等断面とした。
- iv) アーチリブの強度に影響を及ぼす以下のパラメーターを抽出し、それらが実橋とできるだけ等しくなるように留意した。

① アーチリブの面内細長比パラメーター： $\lambda_{ya} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{L}{r_{ya}}$ ---- (1)

ここに、

σ_y ：使用鋼材の降伏点， L ：支間長， E ：ヤング係数，

r_{ya} ：アーチリブの面内断面二次半径

② アーチリブの面外細長比パラメーター： $\lambda_{za} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l_{za}}{r_{za}}$ ---- (2)

ここに、

l_{za} ：アーチリブの面外有効座屈長=0.7 l ， l ：横繫材間隔， r_{za} ：アーチリブの面外断面二次半径

表-1 無次元パラメーターの総括

無次元 パラメータ	実橋	供試体	
		設計値	実測値
λ_{ya}	3.71	3.71	4.01
λ_{za}	0.53	0.53	0.57
A_a/A_g	1.44	1.44	1.37
$EA_a/E_h A_h^*$	95.1	24.7	25.6
I_{za}/I_z	1.13	2.17	2.17

*供試体の場合は $EA_a/((E_h A_h)/2)$

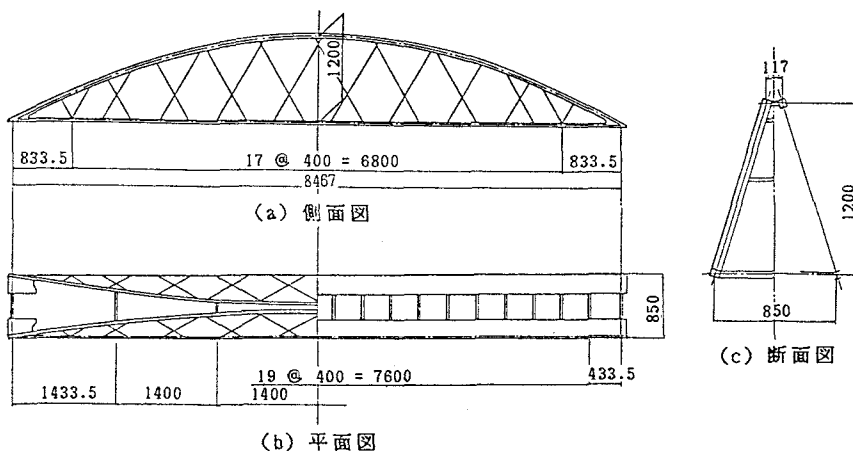


図-1 実験供試体の一般図（寸法mm）

③ アーチリブと補剛桁の断面積比： A_a/A_g ----- (3)

ここに、

A_a ：アーチリブの断面積， A_g ：補剛桁の断面積

④ アーチリブと吊材の断面積比： $(E \cdot A_a/E_h \cdot A_h)_p > (E \cdot A_a/((E_h \cdot A_h)/2))_m$ ----- (4)

ここに、

E_h ：吊材のヤング係数， A_h ：吊り材の断面積，添字： p ；実橋， m ；模型

⑤ アーチリブと横繫材の面外断面二次モーメント比： $(I_{za}/I_z)_p < (I_{za}/I_z)_m$ ----- (5)

ここに、

I_{za} ：アーチリブの面外断面二次モーメント，

I_z ：横繫材の垂直軸まわりの断面二次モーメント

以上の無次元パラメータを実橋と供試体とについて比較したものを、表-1に示す。また、実験供試体の一般図を図-1に、部材断面図を図-2に示す。

2.2. 機械的性質および初期不整

(1) 機械的性質

実験供試体の製作に用いた鋼材(SS41, PC鋼棒)の機械的性質を、引張試験により調べた。実測結果より得られたヤング係数 E 、ポアソン比 μ および降伏点 σ_y の平均値を、表-2に示す。以下の解析および実験結果を整理する際、これらの値を物理定数として用いた。

(2) 初期不整

溶接および製作誤差のため生ずるアーチリブの初期面外たわみは、アーチの耐荷力に影響を及ぼす重要な因子の一つであると考えられるため、実験に先だち、初期たわみの測定を行った。図-3に、これらの結果を示す。

この図より、初期面外たわみは、道路橋示方書⁵⁾(以下JSHBと称する)の製作基準

$$L/1000 = 8.5\text{mm} \quad \text{----- (6)}$$

以下にすべておさまっていることがわかる。

つぎに、実験供試体のアーチリブおよび横繫材と同一断面・溶接条件の残留応力測定用供試体を製作し、箱形断面の半分について残留応力の測定を、機械的な切断法により行った。残留応力の測定結果を、図-4に示す。

これらの図より、箱形断面の溶接部では引張り残留応力が現れ、フランジおよびウェブ・プレートの中央部では圧縮残留応力が生じていることがわかる。

3. 実験方法

載荷荷重は、以下の2ケースとした。

① 供試体No.1： $\alpha(D+L)$ ----- (7)

② 供試体No.2： $1.3D + \alpha W$ ----- (8)

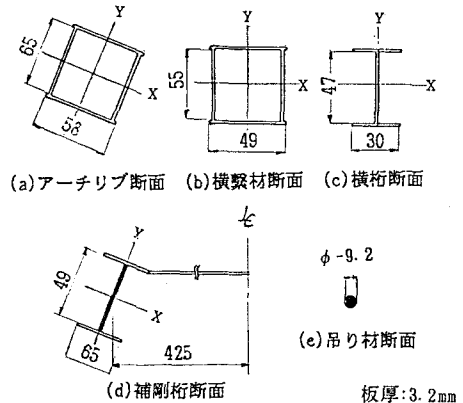


図-2 供試体各部材の断面図(寸法mm)

表-2 実験供試体材料の機械的性質

鋼材	ヤング係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)
SS41材	2.11×10^6	0.287	2921
PC鋼棒(吊り材)	1.95×10^6	—	—

1 kgf=9.8 N

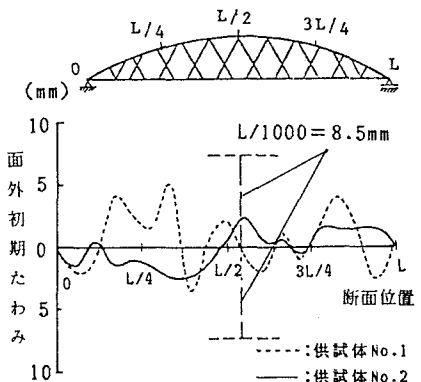


図-3 実験供試体のアーチリブの面外初期たわみ

ここに、

α : 荷重係数, D : 死荷重強度,

L : 等分布活荷重強度,

W : 風荷重強度

ここで、実験における死荷重強度 D_m は、以下のように決定した。すなわち、実橋における死荷重強度 D_o によりアーチリブに生じる圧縮応力を σ_D としたとき、 σ_D/σ_y の値が実験供試体において、ほぼ等しくなるように D_m を決定した。

載荷方法としては、図-5に示すように、供試体No. 1に対し載荷油圧ジャッキ18台を用い、補剛桁に等分布鉛直荷重 $\alpha (D+L)$ が載荷されるようにした。そして、荷重を漸増させ、破壊に至るようにした。また、供試体No. 2に対しては、油圧ジャッキ18台により死荷重強度の1.3倍に相当する等分布鉛直荷重 ($1.3D$) を作用させ、それを一定に保った状態で、別途、横繫材位置にセットされた油圧ジャッキ5台により風荷重 (W) に対応する漸増水平荷重を作用させ、破壊に至らせしめた。

なお、鉛直荷重載荷に使用したジャッキ (18台) は、手動の油圧ポンプによって作動させた。その際、ジャッキとポンプとは連通管で連結されていて、どのジャッキにも等しい荷重が作用し、等分布荷重に近い状態が再現されるようになっている。同様に、水平荷重載荷用のジャッキ (5台) も連通管で連結されており、いずれも等しい水平荷重が作用するようになっている。

また、鉛直荷重載荷に使用したジャッキ (18台) は、手動の油圧ポンプによって作動させた。その際、ジャッキとポンプとは連通管で連結されていて、どのジャッキにも等しい荷重が作用し、等分布荷重に近い状態が再現されるようになっている。同様に、水平荷重載荷用のジャッキ (5台) も連通管で連結されており、いずれも等しい水平荷重が作用するようになっている。

また、実験に先だち、小さい鉛直荷重 (100kgf/ジャッキ1本) を載荷した状態で、すべての吊材に引張力が発生していることを確認しながら吊材のプレストレス量を調整した。

以下で示す各荷重値は、載荷点 (鉛直荷重: $i=18$ 点、水平荷重: $j=5$ 点) に作用する荷重の合計、すなわち次式で表される値とする。

$$\text{鉛直荷重: } P_U = \sum_{i=1}^{18} P_{U_i}, \text{ 水平荷重: } P_H = \sum_{j=1}^5 P_{H_j} \quad \text{----- (9) a, b}$$

P_{U_i} , P_{H_j} : それぞれ各載荷点に作用する鉛直および水平荷重

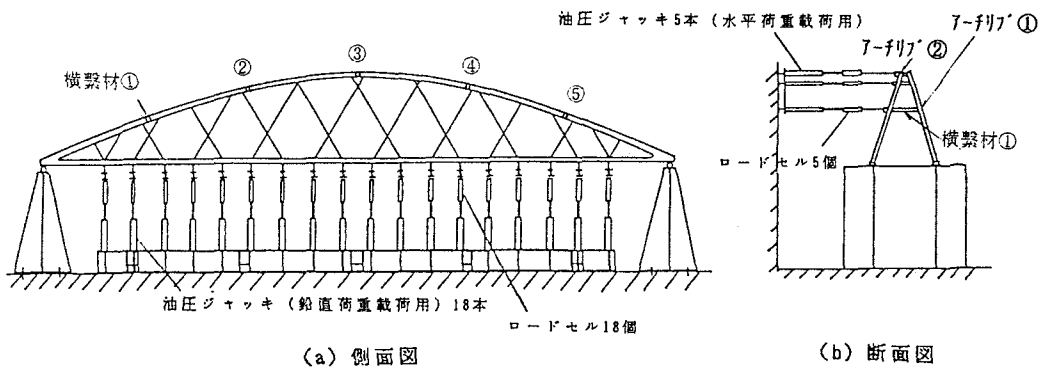


図-5 実験装置の概略図

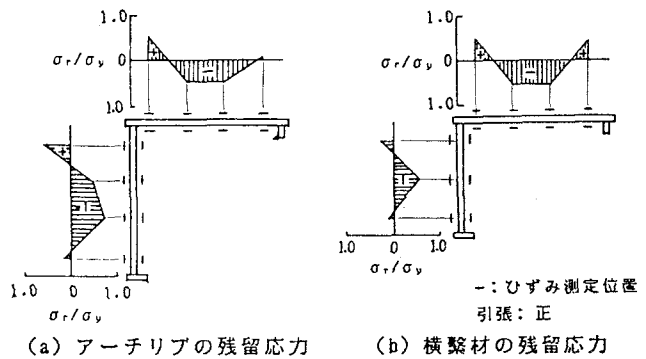


図-4 アーチリブおよび横繫材の残留応力分布

4. 実験供試体の弾塑性有限変位解析

実験結果をあらゆる点から検討するため、実験に先だち、有限要素法による弾塑性有限変位解析プログラム⁶⁾を用い、実験供試体を3次元骨組構造物にモデル化し、その弾性挙動および終局強度を求めた。その際、初期不整として、アーチリブ断面に対しは、図-6に示す残留応力を考慮したが、アーチリブの初期たわみは考慮していない。このプログラムでは、有限変位挙動はUpdated-Lagrangian法、弾塑性ねじりは、小松・崎元の方法⁷⁾により定式化されている⁶⁾。なお、終局強度の解析において、アーチリブは完全弾塑性体であると仮定している。

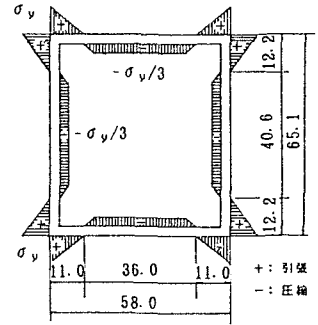


図-6 解析に用いたアーチリブ断面の残留応力分布

5. 実験結果とその考察

5.1 弾性実験結果とその考察

アーチリブおよび補剛桁の変位量ならびにアーチリブ断面のひずみ量が、解析値と比較して妥当なものであるか否かを確認するために、弾性範囲内の荷重を載荷して弾性実験を行った。

(1) アーチリブの変位

図-7には、弾性実験におけるアーチリブの鉛直方向変位の実測値と同じ載荷状況で求めたアーチリブの解析結果とをプロットした。

この図より、実験値と解析値とは、よく一致した挙動を呈していることがわかる。

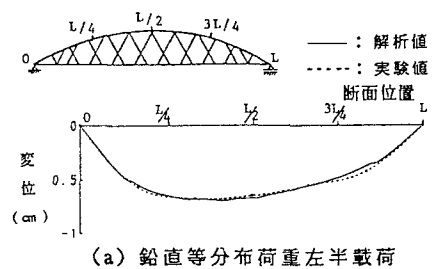
(2) アーチリブのひずみ

アーチリブの軸方向力 N による軸方向ひずみ ε_o 、面内および面外曲げモーメント(M_y , M_z)による曲げひずみ(ε_{by} , ε_{bz})は、図-8に示すように、アーチリブ断面の各測定点のひずみ ε_1 、 ε_2 、 ε_3 および ε_4 を用い、次式によりそれぞれ求められる。

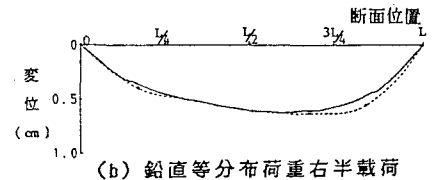
$$\varepsilon_o = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad \text{----- (10)}$$

$$\varepsilon_{by} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_3 - \varepsilon_4}{4} \quad \text{----- (11)}$$

$$\varepsilon_{bz} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2 - \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad \text{----- (12)}$$



(a) 鉛直等分布荷重左半載荷



(b) 鉛直等分布荷重右半載荷

図-7 アーチリブ①の鉛直変位分布
(供試体No. 1)

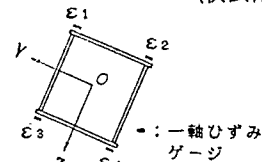


図-8 アーチリブのひずみ
 $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_4$ の測定位置

図-9～10には、このようにして求められた鉛直等分布荷重左半載荷ケース(供試体No. 1)および、水平等分布荷重載荷ケース(供試体No. 2)におけるアーチリブの軸方向ひずみ ε_o 、面内曲げひずみ ε_{by} および面外曲げひずみ ε_{bz} を、解析値とともに示す。

これらの図より、供試体No. 1においては、軸方向ひずみ ε_o および面内曲げひずみ ε_{by} の実測値が、そして供試体No. 2においては、軸方向ひずみ ε_o および面外曲げひずみ ε_{bz} の実測値が、解析値と良好に一致していることがわかる。ただし、供試体No. 1の面外曲げひずみ ε_{bz} および供試体No. 2の面内曲げひずみ ε_{by} の実測値は多少ばらつきがあり、解析値と一致していない箇所もあるが、他のひずみと比較して相対的に小さく、本質的に問題にならないと考えられる。

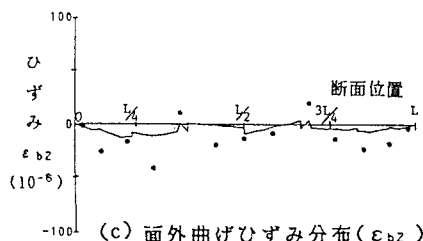
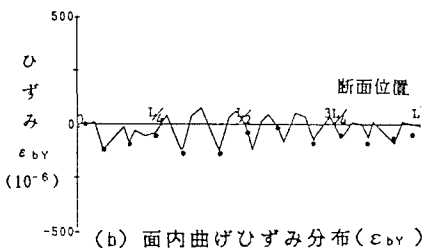
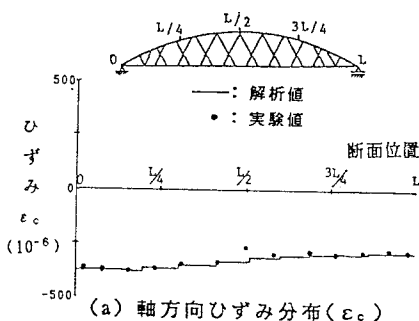


図-9 アーチリブ①のひずみ分布
供試体No. 1 (鉛直等分布荷重左半載荷)

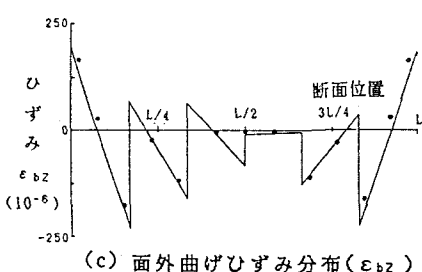
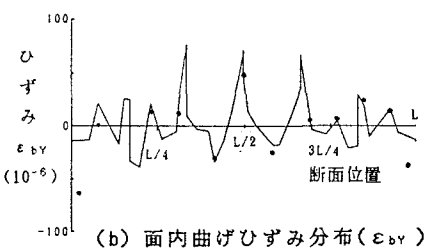
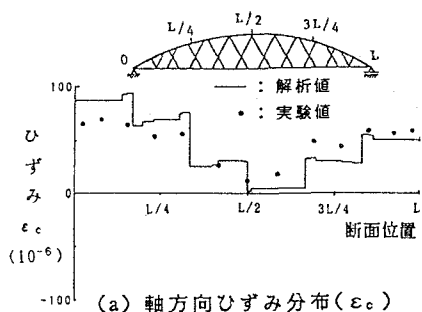


図-10 アーチリブ①のひずみ分布
供試体No. 2 (水平等分布荷重載荷)

5.2 破壊実験結果とその考察

(1) アーチリブの荷重-ひずみ曲線

図-11には、供試体No. 1のアーチリブの代表的な断面における荷重-ひずみ曲線の実測値を、弾性線形解（面外曲げひずみは非常に小さいので除く）とともに示す。

この図より、軸方向ひずみ ϵ_c および面内曲げひずみ ϵ_{by} は、荷重が低い領域で線形性を呈し、弾性線形解とよく一致している

が、載荷々重が約24tf [235N]（終局荷重の約66%）を超えると断面の一部が降伏し剛度が低下するため、ひずみは非線形的に増加するようになる。これらのひずみは、軸方向ひずみ ϵ_c が一番大きく、ついで面内曲げひずみ ϵ_{by} 、および面外曲げひずみ ϵ_{bz} の順となっている。

(2) アーチリブのひずみ分布

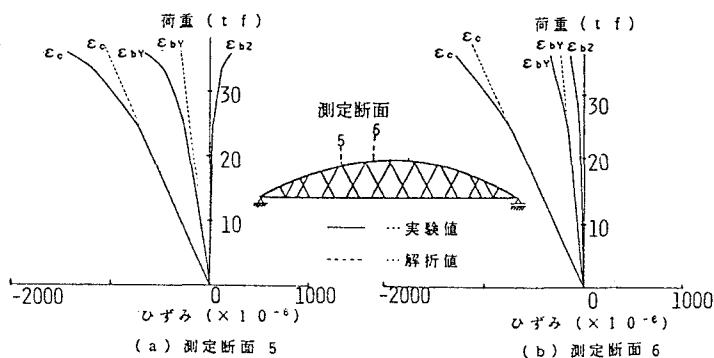


図-11 アーチリブ①の荷重-ひずみ曲線 (供試体No. 1)

図-12に、供試体No.1のアーチリブのひずみ分布を示す。

この図より、弾性域においては、各測定点のひずみはほぼ一定の値を保っていることがわかる。終局荷重付近では、断面が塑性域に入るため、かなり乱れたひずみ分布形状を呈している。それらの値は、上フランジ側のほとんどの測定断面において降伏ひずみ $\varepsilon_y = \sigma_y / E$ (σ_y : 降伏応力、 E : ヤング係数) を超えており、アーチリブに広範囲にわたり塑性域が広がっていることがうかがえる。

(3) 荷重－変位曲線

図-13には、供試体No.1の鉛直荷重 P_v と鉛直方向変位 δ_v 、および、供試体No.2の水平荷重 P_H と水平方向変位 δ_H との関係を示す。

これらの図より、供試体No.1では、鉛直方向の変位 δ_v は荷重 P_v が約24tf [235N] (終局荷重の約66%) 付近まで線形に増加し、それ以降徐々に変位の増加の割合が増し、崩壊に至っている。

供試体No.2では、水平変位 δ_H は、終局水平荷重 P_H の約70%程度まで線形性を保ち、それ以後は非線形挙動を呈して崩壊に至っていることがわかる。

(4) 終局荷重

表-3には、各供試体の終局荷重の実験値および弾塑性有限変位解析による解析値を示す。

これらの結果から、供試体No.1においては、実験値と解析値とがほぼ等しくなった。一方、鉛直荷重とともに水平荷重載荷を行った供試体No.2では、水平荷重のみに着目して実測値と解析値とを比較すれば、実測値が解析値の約2倍大きい結果となった。

ところで、供試体No.2の終局強度を評価する場合、死荷重の1.3倍にあたる荷重は18tf [176N] (鉛直載荷モデル供試体No.1の解析による崩壊荷重の約50%) であり、かなり大きな荷重が鉛直方向に作用しているため、終局荷重の実験値を水平荷重だけでなく、鉛直荷重を含めて解析値と比較する必要があると考えられる。そこで、供試体No.2の終局荷重 R を、鉛直荷重 P_v と水平荷重 P_H の2つの成分の合力 R とみなして評価する方法、すなわち終局荷重 R を

$$R = \sqrt{P_v^2 + P_H^2} \quad \text{----- (13)}$$

と定義し、このようにして求めた実験値 R^* と解析値 R とを比較したものが表-3である。この比較法によると、実験値は解析値に対して3%大きい程度で、両者はほぼ等しい結果になっていることがわかる。

(5) 崩壊機構

写真-1には各供試体の崩壊状況を、また図-14には崩壊モードのスケッチを示す。

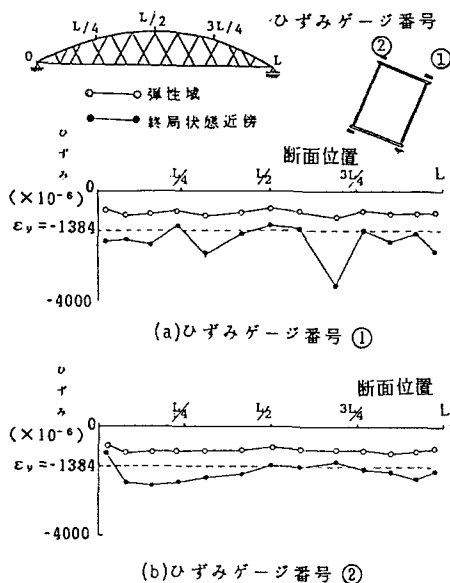


図-12 アーチリブ①の橋軸方向のひずみ分布(供試体No.1)

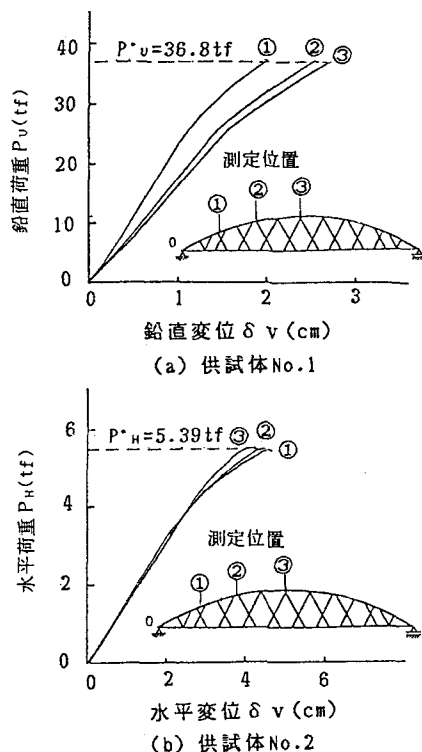


図-13 アーチリブ①の荷重－変位曲線

これらの写真および図より、供試体No.1および供試体No.2の崩壊モードは、どちらもアーチ・クラウン部を回転中心とする横繫材①取付部のアーチリブが面外に著しく変位するモードを呈していることがわかるが、双方の崩壊機構は異なる。すなわち、供試体No.1は、終局荷重近傍においてアーチリブには圧縮力により広範囲にわたって塑性域が広がっていたが、崩壊時には図-14(a)に示す○で囲んだ部分の断面で卓越した局部座屈が発生し、その断面が崩壊メカニズムの塑性ヒンジに近い状態になり、供試体は急激に崩壊したと思われる。

これに対し、供試体No.2は、横繫材取付点のすべてに水平荷重が載荷されているため、アーチリブ断面に大きな面外曲げが発生し、荷重の増大とともにアーチリブの○で囲んだ部分に徐々に塑性領域が進展し、緩慢に崩壊に至ったものと考えられる。また、供試体No.2では、アーチリブの塑性域に入った断面の一部が、ひずみ硬化域に入ったのちに局部座屈が発生し、崩壊に至ったことも、水平終局荷重の実験値 P_H^* が解析値 P_H に比較して増大した一因であるものと考えられる。

(6) 有効座屈長の検討

まえがきで示した有効座屈長の妥当性について、実験結果に基づいて検討を加えてみる。これらの有効座屈長を用いると、アーチリブは、軸方向圧縮力と曲げモーメントとを受ける梁・柱部材としてJSHB⁵⁾に従って設計することができる。

このJSHB⁵⁾の座屈照査式を終局限界状態における断面力を用いて表示すると、次式のように書ける。

$$\frac{P}{P_{cu}} + \frac{M_y}{M_{ycu}(1-P/P_{ycr})} + \frac{M_z}{M_{zcu}(1-P/P_{zcr})} \leq 1.0 \quad \text{----- (14)}$$

ここに、

$P = \alpha P_1$, P_1 : JSHBに定められた設計荷重による軸方向圧縮力

$M_y = \alpha M_{y1}$, M_{y1} : JSHBに定められた設計荷重による面内曲げモーメント

$M_z = \alpha M_{z1}$, M_{z1} : JSHBに定められた設計荷重による面外曲げモーメント

α : 荷重係数

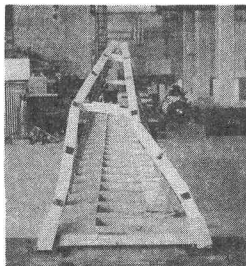
P_{cu} : JSHBに定められた柱の基準圧縮強度で、次式のように整理される。

$$P_{cu} = A \times \sigma^* \times \sigma_y \quad \text{----- (15)}$$

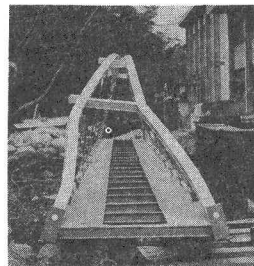
表-3 終局荷重の総括

供試体	実測値 (tf)			解析値 (tf)			実測値/解析値
	鉛直荷重 P_v^*	水平荷重 P_H^*	合力 R^*	鉛直荷重 P_v	水平荷重 P_H	合力 R	
No.1	36.8	—	36.8	36.1	—	36.1	1.03
No.2	18.0	5.39	18.8	18.0	2.75	18.2	1.03

備考: $R^* = \sqrt{P_v^* + P_H^*}$, $R = \sqrt{P_v + P_H}$, $1 \text{ tf} = 9800 \text{ N}$



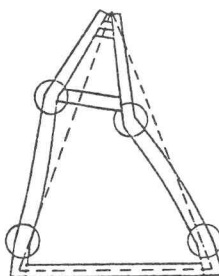
(a) 供試体No.1



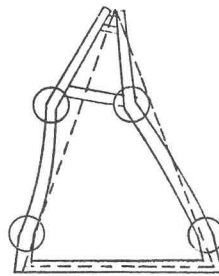
(b) 供試体No.2

写真-1 実験供試体の崩壊状況

○ : 崩壊位置
---- : 初期形状



(a) 供試体No.1



(b) 供試体No.2

図-14 供試体の崩壊モード

$$\left. \begin{aligned} \sigma^* &= 1.0, (\lambda \leq 0.2) \\ \sigma^* &= 1.109 - 0.545 \times \lambda, (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ \sigma^* &= 1.0 / (0.773 + \lambda^2), (1.0 < \lambda) \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (16)}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma^*}{E}} \cdot \frac{l_e}{r} \quad \text{----- (17)}$$

l_e : 有効座屈長, r : 断面二次半径

P_{Ycr} : Y軸まわりのオイラー座屈荷重, P_{Zcr} : Z軸まわりのオイラー座屈荷重

式(14)の相関式を用い、実験供試体の耐荷力を評価すると、以下のとおりである。

まず、アーチリブの弾性域(弾性荷重 P_E 載荷時)において、比較的大きなひずみが生じている断面における軸方向力および曲げモーメントを実測ひずみより計算する。つぎに、それらの断面力を P_U/P_E (P_U :終局荷重)倍し、終局限界状態における断面力の線形解を求め、式(14)に代入する。それらの計算結果を、表-4に示す。この表において、解析値とは、弾塑性有限変位解析による結果を実験値と同様に処理した値を意味する。さらに、これらの数値を式(14)とともに相関図にプロットしたものを、図-15に示す。

上述の表および図より、いずれの供試体も実験値、解析値ともに式(14)の左辺の値は1を上まわっており、安全側であることがわかる。したがって、アーチリブの有効座屈長は、面内座屈に対してケーブル間隔、また、面外座屈に対して横繫材間隔の0.7倍として設計しても十分安全であることがわかる。

6. まとめ

本研究では、新浜寺大橋をモデルにして製作された縮尺1/30のバスケットハンドル型ニールセンローゼ橋の模型を用いて耐荷力実験を行い、アーチリブの限界状態に至るまでの挙動および終局強度を明らかにした。そして、アーチリブの有効座屈長の取り方を実験的研究を通じて検討した。それらの結論は、以下のように集約される。

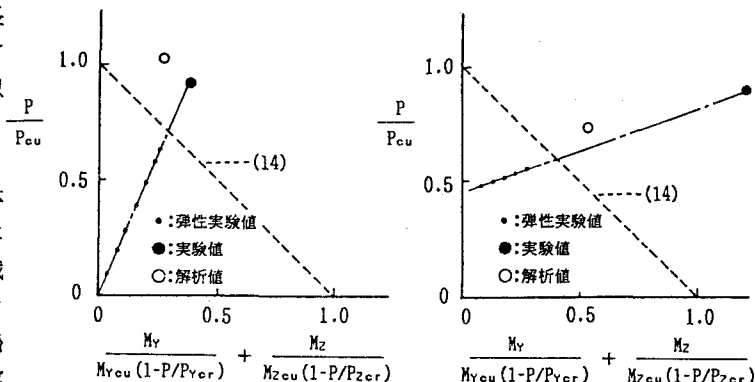
(a) 実験による終局強度は、鉛直荷重のみを載荷した供試体No.1の場合、解析結果と良好に一致した。一定の鉛直荷重を載荷した状態で水平荷重を漸増させた供試体No.2については、鉛直荷重も含めて比較すると、実験値は解析値に対して約3%大きい結果となった。

(b) 耐荷力の相関図より判断

すると、アーチリブの有効座屈長を面内座屈に対してはケーブル間隔、また面外座屈に対しては横繫材の0.7倍として設計しても十分安全であることが実験的研究によっても確かめられた。

表-4 終局状態に対する式(14)の計算結果

供 試 体		① $\frac{P}{P_{cu}}$	② $\frac{M_y}{M_{ycu}(1-P/P_{Ycr})}$	③ $\frac{M_z}{M_{zcu}(1-P/P_{Zcr})}$	①+②+③
No.1	実 験	0.922	0.305	0.075	1.302
	解 析	1.027	0.260	0.009	1.296
	実験/解析	0.90	1.17	8.33	1.01
No.2	実 験	0.892	0.310	0.754	1.955
	解 析	0.729	0.061	0.526	1.316
	実験/解析	1.22	5.08	1.43	1.49



(a) 供試体No.1

(b) 供試体No.2

図-15 耐荷力の相関図

謝辞

本実験を遂行するにあたり、種々なご配慮をいただいた大阪工業大学構造物実験センターの岡村宏一教授および栗田章光講師、また多大な協力をしていただいた高比良聡および堀田剛両氏(当時、大阪市立大学橋梁工学研究室4回生)をはじめ、関係各位に対し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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書、昭和60年6月
- 2) Sakano, M., Kitada, T., Nakai, H. : On a Design Method against Buckling Stability of Nielsen-Lohse Bridge with Inclined Hanger, International Symposium on Geomechanics, Bridges and Structures, Lanzhou, People's Republic of China, Sept. 1-5, 1987, pp. 225~234
- 3) 北田俊行・中井博・吉川紀・阪野雅則：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、構造工学論文集 Vol. 34A、土木学会、pp. 315~326、1988年3月
- 4) 吉川紀・杉山功・山内幸裕・袴田文雄：新浜寺大橋の設計概要、土木学会論文集・VI、第397号、pp. 27~33、昭和63年9月
- 5) 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
- 6) 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.
- 7) Komatsu, S. and Sakimoto, T. : Nonlinear Analysis of Spatial Frame Consisting of Members with Closed Cross-Section, Proc. of JSCE, No. 252, Aug. 1976, pp. 143~157

(1988年10月12日受付)