

# パイプアーチ橋の格点構造

小 西 一 郎\*  
奥 村 敏 恵\*\*  
上 原 哲 雄\*\*\*  
繁 戸 武 一\*\*\*

**要 旨** アーチ リブおよび支柱に薄肉パイプ断面を使用したアーチ橋の格点部断面補強構造について、実用的と思われる二、三の形式を選び、その応力および変形を実験により解析し、つぎに補強構造の相違が、アーチ リブ 軸方向の応力におよぼす影響を考察した。この結果より、構造選定の基準およびその設計計算法につき検討した。

## 1. 概 説

パイプ断面が構造部材として、多くの利点を有していることについては、古くより知られてはいたが、製作、施工上の困難性から主要な構造部材として用いられることは少なかった。近年になって、溶接技術の進歩および継手の開先加工を自動的に行なうパイプ カッターの出現などによって、建築方面における利用は、急速に多くなっている。橋梁

写真-1 スウェーデン Tjön 橋

においてもスウェーデンの Tjön 橋<sup>1),2),3)</sup> (写真-1) や楠之木沢水路橋<sup>4)</sup> (写真-2) にみられるようにパイプ断面が橋梁の主要部材に利用されるようになった。このようにパイプ断面は注目されてきたが、ここにその長所を列挙すれば、つぎのようになる。

- ① 圧縮、ねじりに対して有利である。
- ② 断面2次半径が大きい。
- ③ 等方性である。
- ④ 形状係数が大きい。
- ⑤ 風圧を考えると、抵抗係数が小さい。

このような長所を生かしたパイプ断面は、今後種々の

形で橋梁構造へ活用されるものと思われる。アーチ橋のリブ材<sup>4)</sup> および支柱として用いることはその一例といえよう。

一般にパイプアーチ橋は、構造上床組よりの荷重をハンガーまたは支柱を用いて格点荷重としてアーチリブに伝達させる。この場合、格点部の構造は、従来のI断面、II断面のアーチリブでは、ガセット接合により簡単に解決される。しかしパイプをアーチリブに使用した場合、アーチリブとハンガーまたは支柱との取付部の補強に注意しないと、リブパイプの局部に集中荷重が作用する結果、局部的に大きい応力集中を生ずる。したがって、アーチリブとして薄肉パイプ断面を用いるとき、支柱またはハンガー取付部について、パイプ断面の補強方法が問題となる。この補強方法について、実験により検討することにした。

試験体はアーチリブとして  $\phi 800 \times 6 \times 2500$  mm のパイプを両端単純支持のはりとし、両端より圧縮力を加え、また支柱として  $\phi 89.1 \times 4.0$  mm のパイプを支間中央に取付け、これに偏心のない集中荷重を加えることにした。したがって、アーチリブに相当するパイプには軸方向圧縮力、曲げモーメント、せん断力が作用し、支柱取付部には実際のアーチ格点部と同様な断面力が作用している。支柱取付部のアーチリブ内面には、T形断面のリングスティフナー、内部支柱などによる3種類の補強構造を用いてそれぞれ実験を行なった。まず、リングスティフナーの応力および変形について、測定結果よりその解析方法を検討したのち、補強部の構造の相違がア

写真-2 楠之木沢水路橋



\* 正員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科  
\*\* 正員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科  
\*\*\* 正員 川崎重工業 KK 鉄構事業部

アーチリブにおよぼす変形および応力の影響を実験的に明らかにし、補強構造形式の選定ならびに実用設計の基準について検討を行った。最後に破壊実験によってその結果から格点部設計上の問題点を論じることにした。

## 2. 試験体および実験装置

### (1) 試験体

アーチリブ; 半径 400 mm 板厚 6 mm  
長さ 2410 mm 材質 SS 41

内部支柱;   
 Type A  $\phi 89.1 \times 4.0$   
 Type B なし  
 Type C  $\phi 60.5 \times 4.0$   
 材質 STK 41

リングスティフナー;

Type A なし  
 Type B フランジ  $6 \times 75$  mm  
 Type C ウェブ  $4 \times 40$  mm  
 材質 SS 41

図-1 試験体

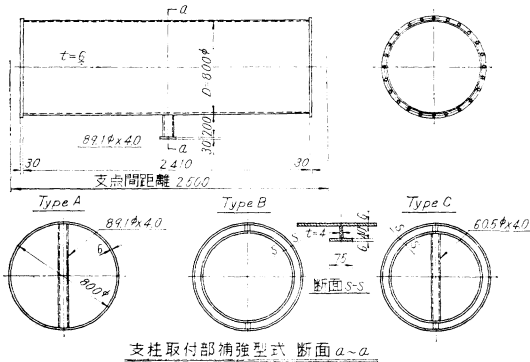


写真-3 プレストレス導入状況

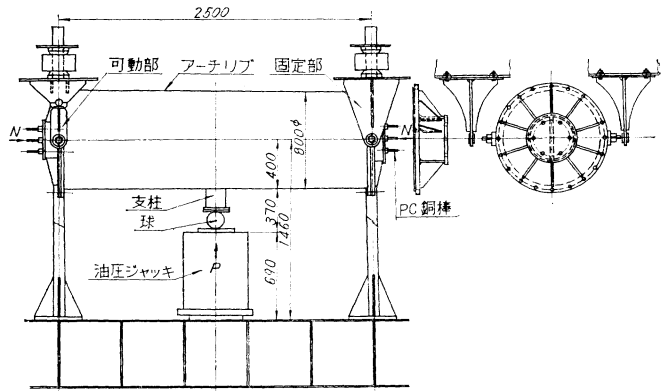


試験体詳細を  
図-1 に示す。

### (2) 載荷装置

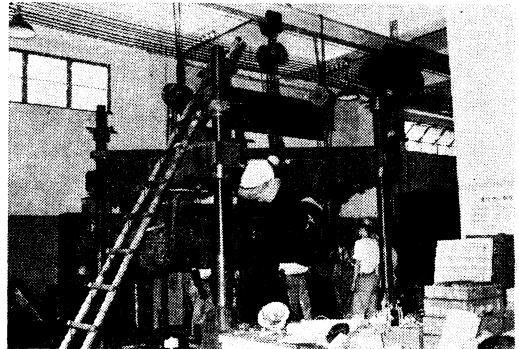
アーチリブには PC 鋼棒を用いて、プレストレスを加えることにより圧縮力を与え、支柱には油圧ジャッキによって載荷した。プレストレス導入状況を写真-3、載荷装置を

図-2 載荷装置



および写真-4 に示す。

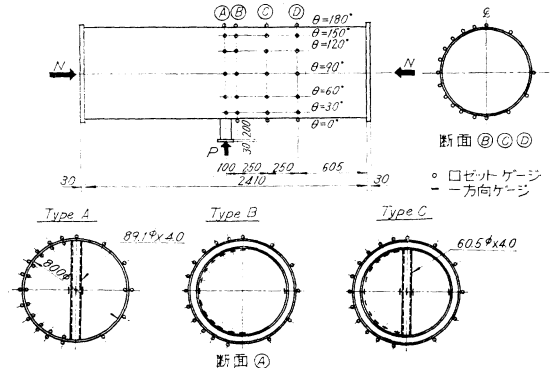
写真-4 載荷装置



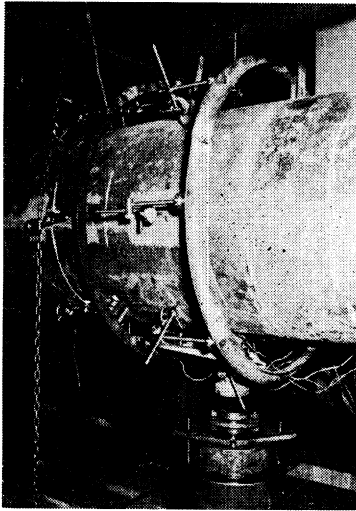
### (3) 測定方法

ペーパー ストレイン ゲージによる応力、およびダイヤルゲージによる変形量の2種類について測定を行った。ストレインゲージ取付位置を 図-3 に示す。なお、支柱および PC 鋼棒にもそれぞれストレインゲージを取付けて荷重の照査を行なった。ダイヤルゲージは 図-3 の断面 (A) および (B) の円周上等間隔にそれぞれ8個とし、アーチリブの1点で支持したリングを取付けた。ダイヤルゲージ取付状態を 写真-5 に示す。

図-3 ストレインゲージ取付位置



写真—5 ダイヤル ゲージ取付状況



### 3. 応力および変形量の計算

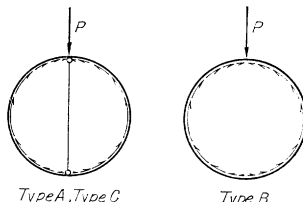
#### (1) アーチ リブ軸方向応力

アーチ リブの両端は単純に支持されているので、アーチ リブに PC 鋼棒のプレストレスで加えた軸方向圧縮力  $N$ 、支柱に加えた集中荷重  $P$  による曲げモーメントを同時に受ける部材として応力を計算した。

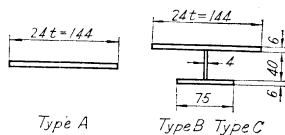
#### (2) リング スティフナーの応力および変形

図—4 に示す円形状のラーメンとして平面的に取り扱い、支柱に加わる荷重  $P$  に対し円形断面のせん断流を反力としてリング スティフナー各部の応力を計算した。なお、ラーメンの計算断面は図—5 に示すようにアーチ リブの板厚の 24 倍を有効幅として採用した。

図—4 アーチ リブ補強部の荷重状態



図—5 円形ラーメン計算断面



### 4. 測定結果および考察

#### (1) リング スティフナーの応力

3.(2) で行なった計算による応力と実測値の比較を図—6,7,8 に示す。これらの図によれば計算値と実測値は非常によく似た傾向を示しており、せん断流を反力とする考え方が実用上適当であるといえる。応力の大きさは、実測値が計算値より小さくなっている。この原因について、① 計算値が平面的な取り扱いをしているのに対して、立体的な影響がある、② 荷重  $P$  は計算値を点

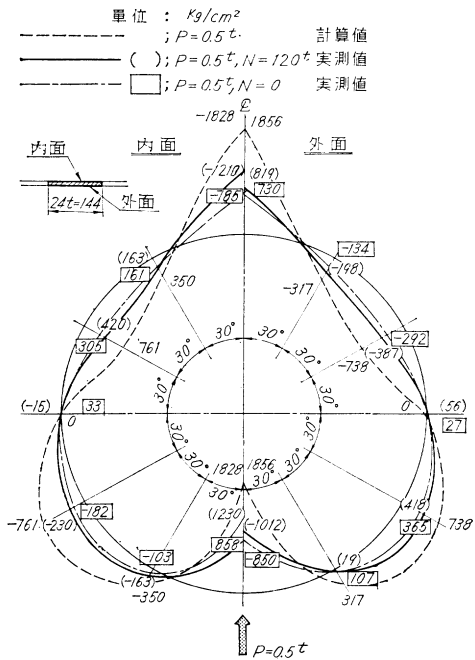
荷重として求めたものであるのに対して、支柱の断面に分布して作用する、③ 有効幅を板厚の 24 倍としたが実際にはそれよりも大きい、などの理由があげられる。

#### (2) リング スティフナー断面変形

応力と同様、計算値と実測値は非常によく似た傾向を示している。代表例として Type B の場合を図—9 に示す。

#### (3) アーチ リブ軸方向応力

図—6 Type A リング スティフナーの応力分布



図—7 Type B リング スティフナーの応力分布

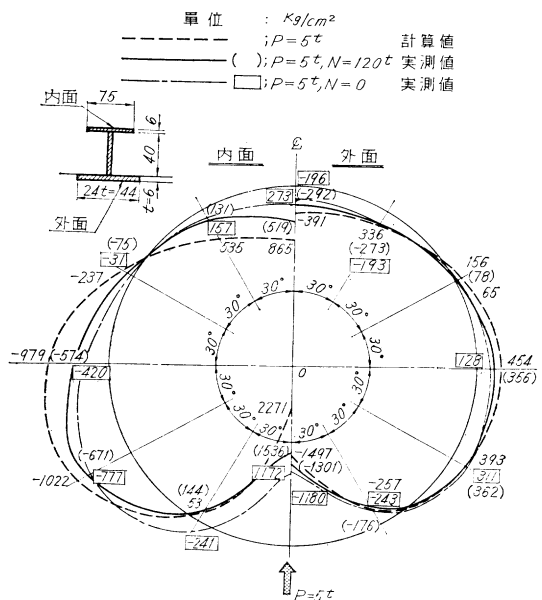


図-8 Type C リング スティフナーの応力分布

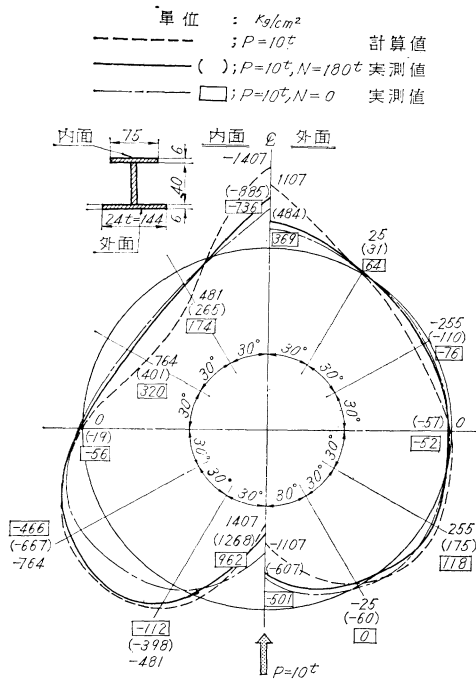
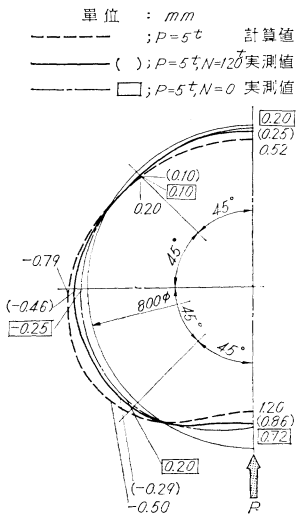


図-9 Type B リング スティフナーの応力変形



したがって、アーチ リブ軸方向応力は軸方向圧縮力と曲げモーメントより生ずる軸方向応力に、基本断面形に対する断面変形が凹となる部分については、付加応力が加算され、凸になる部分に対しては、付加応力の値(負の付加応力)だけ減少する。この関係を 図-13 に示す。一方、支柱取付部外面について  $\sigma/\sigma_0$  と  $\delta/R$  の関係を直交座標上にプロットすれば 図-14 のようになる。

ただし  $\delta$ : 断面変形量

$R$ : アーチ リブ断面半径

$\sigma$ : 付加応力をふくむ実測値

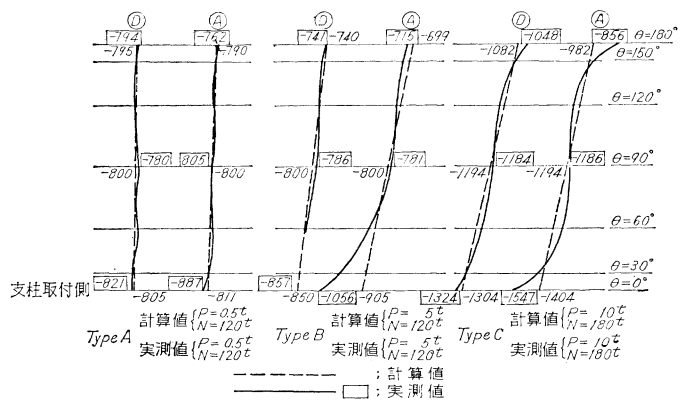
$\sigma_0$ : 初等理論による応力

図-14 より  $\sigma/\sigma_0$  はほぼ  $\delta/R$  に比例しているのみでよい。したがって、断面変形量の少ない支柱取付部の補強構造を選べば付加応力を小さくすることができる。

#### (4) 破壊実験

破壊実験は Type B を弾性実験後内部に支柱を取り付けて Type C に兼用したため、Type A, C について行なった。Type A は 図-6 に示す荷重状態 ( $P=0.5t$ ,  $N=120t$ ) から、さらにジャッキによる荷重を上昇すると  $P=1t$  程度より、リング スティフナーの応力分布の傾向が荷重の変化に対して比例的に変化しなくなった。これは、部分的にひずみが弾性限界を越えたものと思われ、図-6 のような応力分布を示すのは、載荷荷重

図-10 アーチ リブ軸方向応力



アーチ リブの軸方向応力を各 Type について 図-10 に示す。この応力は部分的に計算値と実測値がずれている。特に支柱取付側(実験では試験体下縁)の縁応力は各 Type とも実測値が計算値を超過しているが、これは試験体の製作誤差および測定誤差によるものとは考えられない。この実測値と計算値との差を以下付加応力と呼ぶことにする。支柱取付側の縁応力の軸方向分布を軸方向圧縮力がある場合、およびない場合(Type A は省略)について示せば 図-11 のようになる。また、支柱取付側の断面変形量の軸方向分布は 図-12 のようである。

のごく小さい間に限られることがわかった。したがって、Type A は補強構造としては不相当といえよう。Type C は 図-8 に示す荷重状態 ( $P=10t$ ,  $N=180t$ ) から、さらに荷重を増加していくと、リング スティフナー応力の変化の傾向は、弾性限界内と思われる範囲内では常に実測値と計算値が一定の比を保ち、かつ実測値は計算値よりも低くなっている。破壊に対して、リング スティフナーの座屈を予想したにもかかわらず、支柱が座屈し、肉眼的には、リング スティフナーの変化は認められなかった。つぎに Type C の支柱取付側の縁応力の分布を 図-15 に示す。 $P=30t$  において断面 B における応力は急に上昇しており、局部的に降伏したものと思われる。

図-11 支柱取付側縁応力分布

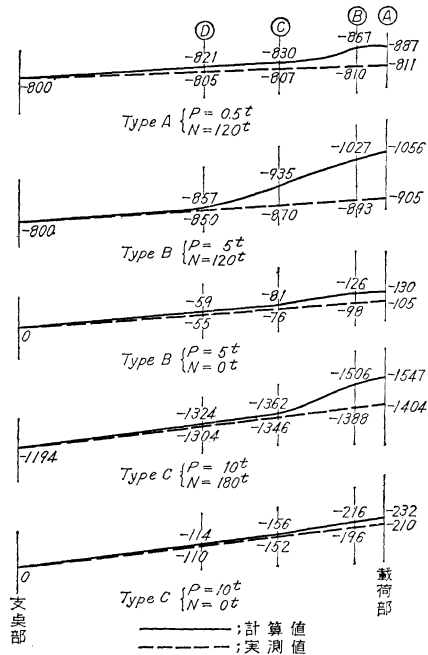


図-12 支柱取付側断面変形量の軸方向分布

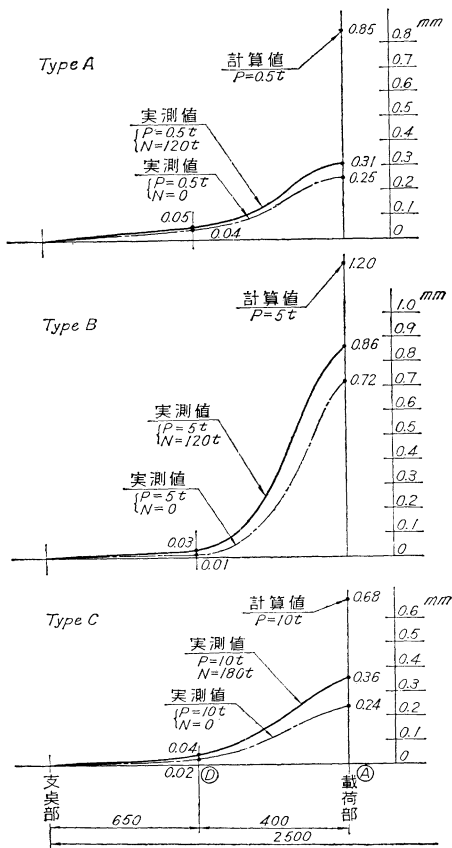


図-13 断面変形量と付加応力の関係

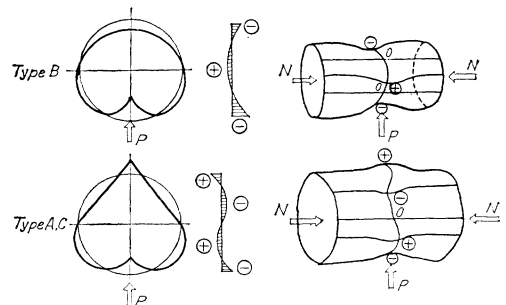


図-14  $\sigma/\sigma_0$  と  $\delta/R$  の関係

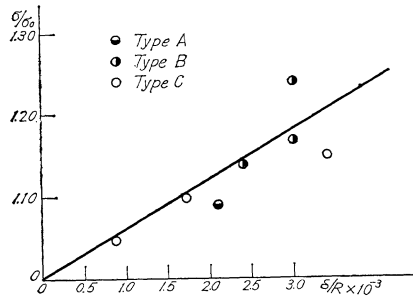
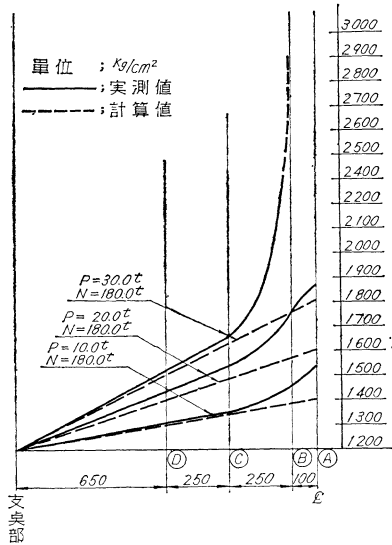


図-15 試験体支柱取付側軸方向応力の変化 (Type C)



## 5. 結論

上記実験結果よりつぎのように考えられる。

(1) 3つのTypeのうちType Cが実用的に最もすぐれている。

(2) リングスティフナーの応力および変形についての計算方法は、3.に述べた解析方法によって求めるとやや安全側の数値を与えるが、実用設計法として適当なものといえよう。

(3) 補強部の設計は応力だけでなく変形も考慮すべきである。実験の結果から  $\delta/R$  を 1/500

以下にすればアーチリブは単純に軸方向圧縮力および曲げモーメントを受ける部材として設計してよい。

## 参考文献

- 1) Brükner, K.: Brücke über den Askerö-fjorden, Bauing., 35 (1960), S. 222-226.
- 2) Barth, R.: Windkanalmessungen über der Luftwiderstand eines Zylindertandems als Brückenträger, Stahlbau 29 (1960), S. 186-191.
- 3) Hartwing, H.J. und Halke, B.: Die Bogenbrücke über den Askeröfjord, Stahlbau, 30 (1961), S. 289-303, S. 365-377.
- 4) 上原哲雄・繁戸武一・人見昌也: パイプアーチについて, 土木学会誌 第47巻第6号, (昭37.6), pp. 16-24. (1963. 1. 5・受付)