

面外繰返し荷重を受ける鋼箱型断面アーチの載荷実験

Out-of-plane Cyclic Loading Test of Steel Arch With Box Section

佐藤徹也*, 青木徹彦**, 鶴田栄一***, 堀 正雄****, 崎元達郎*****

Tetsuya Sato, Tetsuhiko Aoki, Eiichi Tsuruta, Masao Hori, Tatsuro Sakimoto

* 愛知工業大学大学院修士課程 建設システム工学専攻 (〒480-0392 豊田市八草町八千草 1247)

** 工博, 愛知工業大学教授, 工学部土木工学科 (〒480-0392 豊田市八草町八千草 1247)

*** 熊本県立天草工業高等学校土木科 教諭 (〒863-0043 熊本県本渡亀場町亀川 38-36)

**** 熊本大学大学院修士課程 自然科学研究科 (〒860-0862 熊本県熊本市黒髪 2-39-1)

***** 工博, 熊本大学教授, 工学部環境システム工学科 (〒860-0862 熊本県熊本市黒髪 2-39-1)

There are less information about the load-displacement behavior of steel arches when they suffer out-of-plane horizontal repeated forces from heavy earthquake ground motion. In this study, the arches with steel box sections having two kinds of plate width-thickness parameters are tested under constant vertical loading and repeated horizontal loading, simultaneously. Loading system is newly developed for this test. Various problems and the technique of improving those, that occur during the experiment are presented. The simple method to eliminate the rigid motion from the measured data is proposed.

Key Word : arch rib, out-of-plane cyclic loading, torsional moment, steel box section, loading device

キーワード: アーチリブ、面外繰返し荷重、ねじりモーメント、鋼箱型断面、載荷装置

1. はじめに

アーチ橋は比較的中規模の支間に適用される橋梁形式で、経済性はもとより、その優れた景観を意識して選定される。

鋼アーチ橋のリブには、薄肉補剛箱型断面部材がよく用いられる。アーチ主構に面外方向の地震力が作用するとき、大きな軸圧縮力の他に、曲げモーメントやねじりモーメントが組み合わさって作用することになる。

補剛箱型断面部材に圧縮と曲げが作用した場合や純ねじりが作用した場合、あるいは、圧縮、曲げが作用した場合の弾塑性問題に関する実験や解析は、従来から多くの研究結果が報告されている^{1)~4)}。ところが、圧縮、曲げ、ねじりを受ける場合の補剛箱型断面部材(アーチ部材)全体の耐震性能に関する実験的研究は、今日まで、著者らの知る限り見ることはできない。

阪神大震災以来、公共構造物としては、単純T形橋脚の繰返し載荷実験が数多く行われてきたがラーメン、アーチ、斜張橋等一まとまりの構造物の耐震性能実験に関しては実験の困難さや費用等により今日まで世界的にもほとんど行われておらず、この分野の実験的研究成果が待たれている。しかしながらこれらの大型実験では、従来の実験からは予想でき

ない実験上の種々の問題点が生じるものと思われる。より十分な研究成果を得るためには実験方法自体の検討を欠かすことはできない。

本研究では、アーチスパン 6.4m の大型模型によるアーチの全体構造についての繰返し載荷実験を行うための載荷装置の開発と性能評価、および実験において生じる様々な問題点の提起とその解決法の検討を主な目的として行われたものである。さらにアーチリブが面外繰返し荷重を受けたときの圧縮、曲げ、ねじりの応力状態の把握や弾塑性、局部座屈変形等の強度-変形特性の把握を行い、次なるステップの基礎資料とするものである。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

本研究で使用する供試体は、実橋の 1/20 程度の 2 ヒンジアーチとし、スパン・ライズ比を、一般に使用される 0.15 とする。アーチ全支間を 6400mm、アーチライズを 960mm と定める(図 1 参照)。供試体の両端は、ピン支持とする。断面諸元および断面図を表 1、図 2 に示す。なお、表 1 中、 R_R 、 R_S はそれぞれ式 (1) に示す断面構成板およびリブの幅厚比パラメータである。

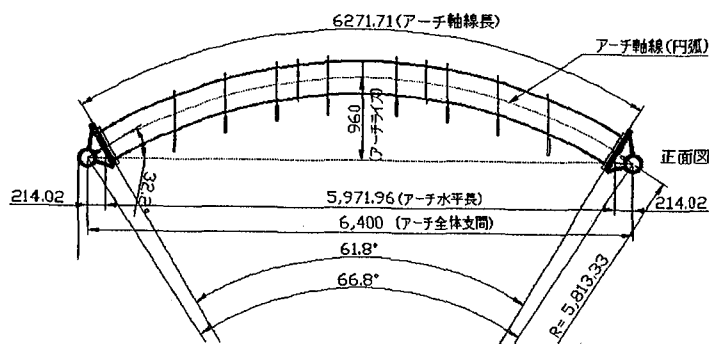


図 1 供試体全体

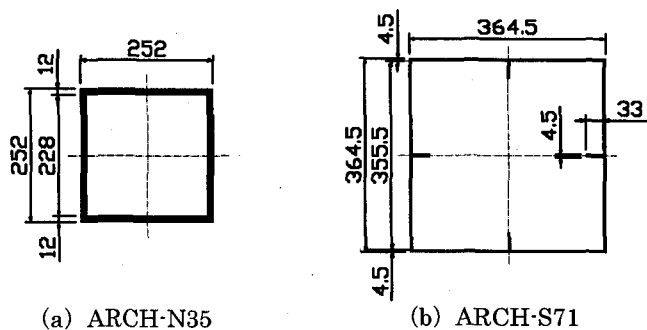


図 2 供試体断面図

$$R_{R,S} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{R,S}}} \dots (1)$$

ここに、 b : 板幅、 t : 板厚、 σ_y : 降伏応力、 E : ヤング率、 ν : ポアソン比、 k_R : 座屈係数 ($= 4n^2$)、 k_S : 座屈係数 ($= 0.43$)、 n : 補剛材で区切られるサブパネル数

鋼材は、SM490 を使用し、ダイアフラムをアーチリブ全体で 8 箇所挿入した。供試体は、2 体用意し、1 体は断面構成板の幅厚比パラメータ R_R を 0.35 とし、断面寸法は、縦、横 252mm、板厚 12mm の無補剛正方形箱型断面 (ARCH-N35) である。他の 1 体は補剛板の幅厚比パラメータ R_R を 0.71 とし、断面寸法は、縦、横 364.5mm の正方形断面で、板厚 4.5mm を用いる。板中央部には、幅 33mm、板厚 4.5mm の補剛材を設けた補剛正方形箱型断面 (ARCH-S71) である。

2.2 荷装置置

本研究で用意した支持装置を図 3、図 4 および実験荷装置を写真 1、写真 2 に示す。供試体の両端のピン支持装置には、市販のすべり回転軸受を取り付けた。

供試体には、活荷重、死荷重を想定した鉛直荷重と地震

表 1 供試体諸元

供試体名	ARCH-N35	ARCH-S71
スパン L (mm)	6400	6400
ライズ f (mm)	960	960
ライズ比 f/L	0.15	0.15
断面幅 b (mm)	252.0	364.5
断面高さ h (mm)	252.0	364.5
板厚 t (mm)	12.0	4.5
断面積 A (cm ²)	115.20	70.74
断面 2 次モーメント I (cm ⁴)	1.11×10^4	1.48×10^4
補剛材幅 b_s (mm)	—	33
補剛材板厚 t_s (mm)	—	4.5
補剛材剛比 γ/γ^*	—	2.42
幅厚比パラメータ R_R	0.35	0.71
補剛材の幅厚比パラメータ R_s	—	0.40

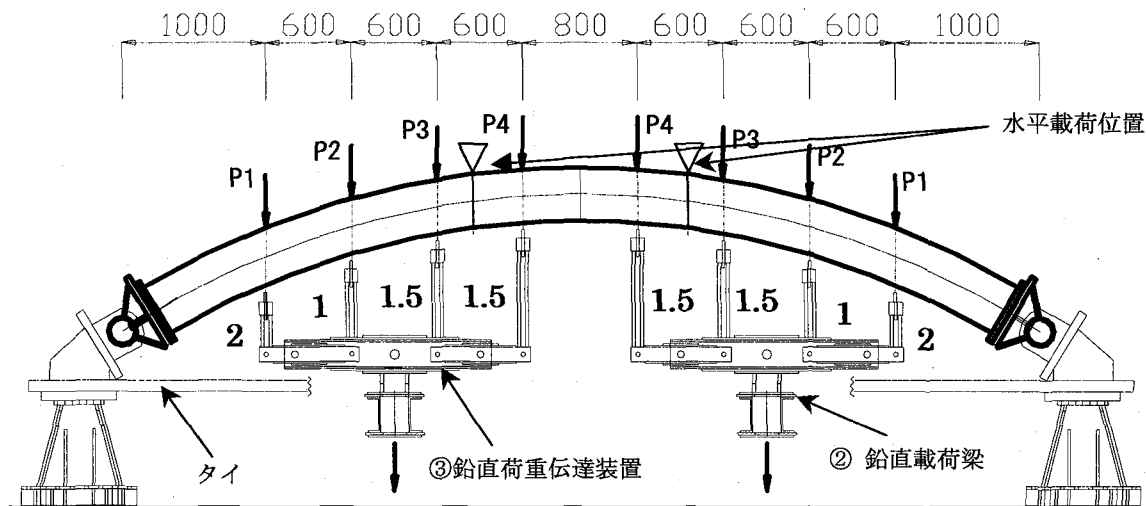


図 3 実験荷装置 (正面図) と分布集中荷重の割合

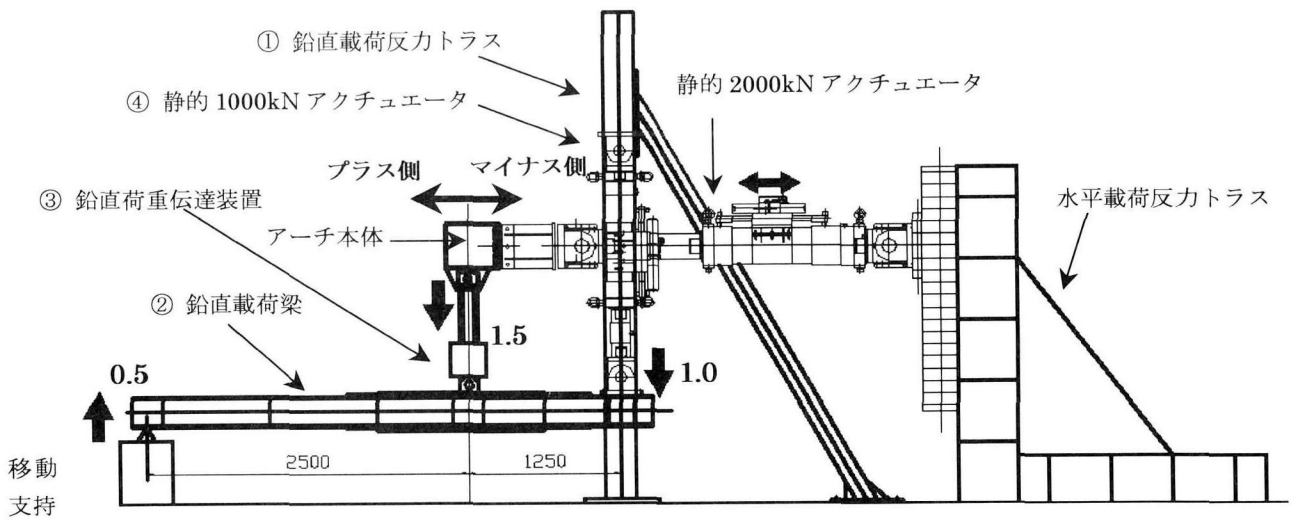


図 4 実験荷重装置 (側面図)

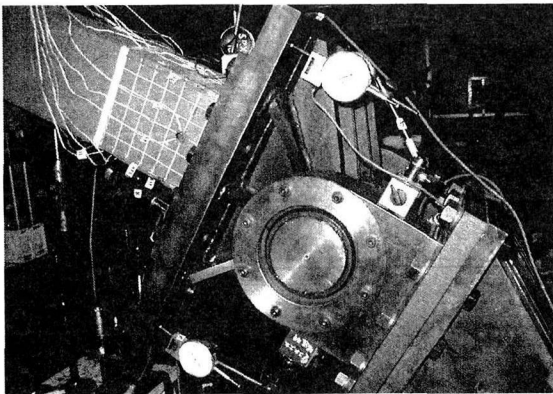


写真 1 ピン支持装置

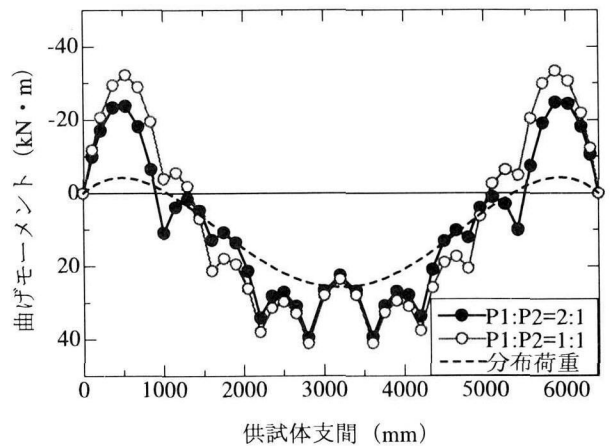


図 5 各荷重分配の割合での曲げモーメント

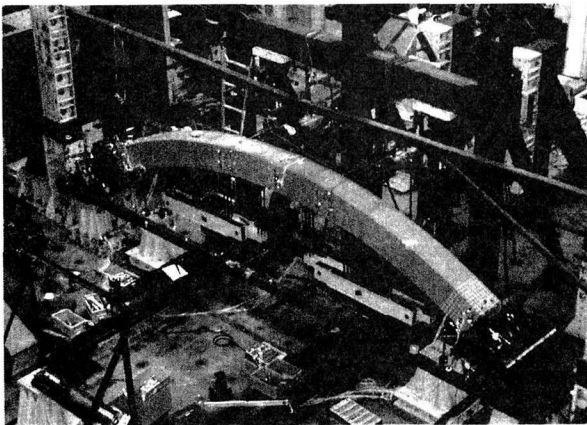


写真 2 供試体設置図

力を想定した水平荷重を載荷する。鉛直荷重は、図 4 に示すように、① 荷重反力トラス、② 荷重梁、③ 荷重伝達装置を使用し、④ 静的 1000kN アクチュエータ 2 基をセットする。アクチュエータからの力はテコの原理により、荷重点、供試体位置、移動ピン支持間の距離が、1:2 になっている。よって、アクチュエータが 1 の力に対し、供試体には、1.5、移動ピン支持には、0.5 の力が作用する。鉛直荷重伝達装置からの集中荷重は、図 3 に示すように 4

ヶ所に分散させ、合計 8 ヶ所の集中荷重に分散させる。

水平荷重は、水平荷重反力トラスを使用して、理研精機製の静的 2000kN アクチュエータ 2 基をあてる。アーチ構造の特徴として、供試体両端に設置したピン支持装置に大きな水平反力が発生する。そこで、ピン支持装置同士を鋼材のタイで固定した (写真 2、図 3 参照)。

2.3 鉛直荷重分配

前節で述べたように、鉛直荷重伝達装置により、供試体の 8 ヶ所に集中荷重を与える (図 4 参照)。本研究では、集中荷重をできるだけ等分布荷重に近い曲げモーメントとなるように、8 ヶ所の荷重分配の割合を計算し、図 3 に示す荷重比率とした。一例として、ARCH-N35 の供試体に対する曲げモーメント図を図 5 に示す。図中の破線は、等分布荷重を載荷した場合、図中の○印は、図 3 の P1～P4 の集中荷重を等しくした場合、また●印は、P1:P2:P3:P4 を 2:1:1.5:1.5 とした場合を示す。端部の P4 に、より大きな集中力を与えた方が曲げモーメントが均等になるが、アーチリブへの局部的集中荷重をさけるために、図 3 に示す分散割合とした。

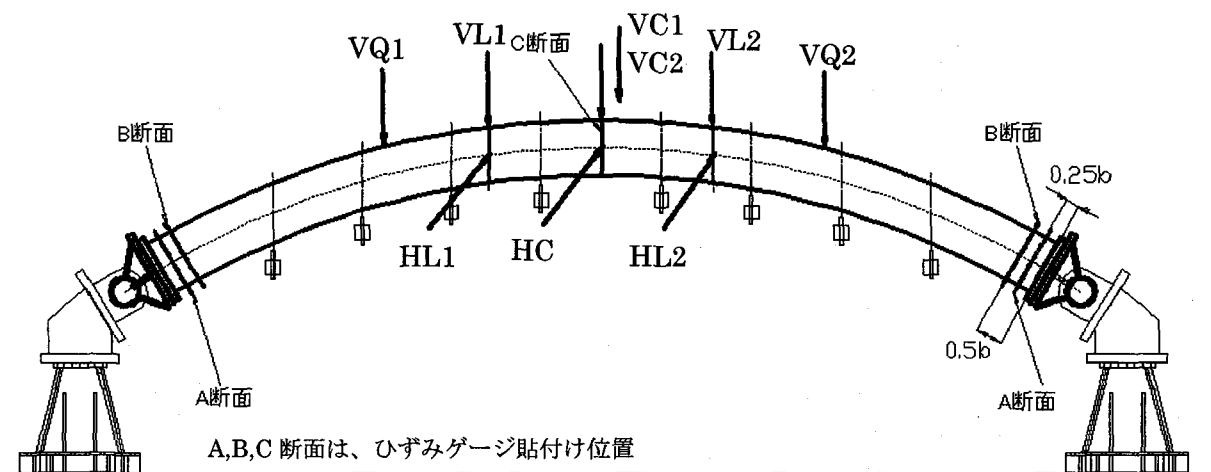


図 6 糸巻き変位計設置位置

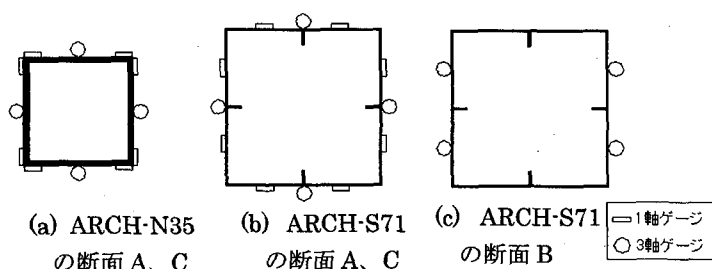


図 7 ひずみゲージ設置図 (断面図)

各供試体の鉛直荷重は、クラウン部分のひずみが、鋼材の引張試験で得られた降伏ひずみ ϵ_y の 60% に達したときの荷重を鉛直荷重の目標値とした。

2.4 載荷方法

供試体は、活荷重、死荷重を想定した鉛直荷重と、地震力を想定した面外方向の繰返し水平荷重を載荷する。水平荷重は、変位制御で行い、降伏水平変位 δ_y の整数倍を片振幅として両振りの漸増繰返し載荷とした。ここで、降伏水平変位 δ_y は、供試体両基部から 90mm の断面に貼つてあるひずみゲージの値の平均が降伏ひずみ ϵ_y に達したときの変位として定め、 $+1\delta_y$ 、 $-1\delta_y$ 時の降伏水平変位の平均値を繰返し載荷時の基準値 δ_y とした。

2.5 ひずみゲージおよび変位計取付け位置

ひずみゲージは、基部から $0.25b$ (b =供試体断面幅) の位置および、クラウン位置に 1 軸ゲージおよび 3 軸ゲージを貼った。ARCH-S71 の供試体に対しては、基部から $0.5b$ の断面にも 3 軸ゲージを貼った (図 6、図 7 参照)。

変位計は、糸巻き式変位計 (ゲージ長 500mm、1000mm)、棒型変位計 (ゲージ長 50mm) および、ダイヤルゲージ式変位計を使用した。変位計の設置場所を図 6、図 8 に示す。棒型変位計は、次の節で説明する剛体変位除去用に使用する。糸巻き変位計は、クラウン部分、載荷点、支間 $1/4$ の場所に設置した。

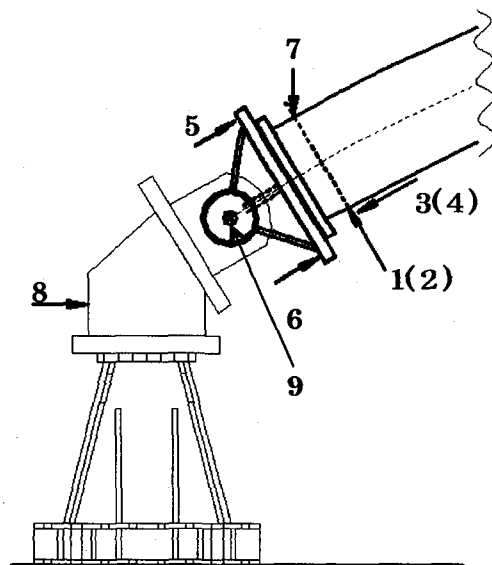


図 8 棒型変位計の設置場所

2.6 剛体変位等の除去の方法

供試体に鉛直荷重、水平荷重が作用すると、本来、回転以外は不動であるべきピン支持にも、若干変位が生じる。従来行われている単柱式橋脚の載荷実験では、載荷中の基部の浮き上がりによる回転角に対する剛体変位による補正を行い、基部が水平に保たれているとしたときの横方向変位を求めている。アーチでも同様の補正を行わねばならないが、単柱式橋脚に比べるとかなり複雑となる。本研究では、簡便法により剛体変位等を求め、変位測定値から影響を除去した (詳細を付録に述べる)。

3. 実験結果

3.1 材料試験

本研究で使用する供試体 ($t=4.5\text{mm}$ および 12mm) の鋼材引張試験の結果を図 9、表 2 に示す。 $t=4.5\text{mm}$ の鋼板は、明瞭な降伏棚が見られず 0.2% 耐力を適用した。

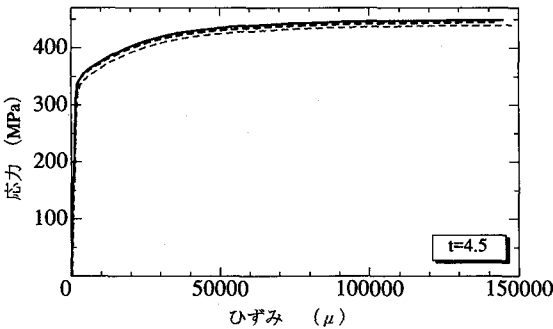
3.2 荷重-変位関係

繰返し載荷実験で得られた 2 つの供試体の水平変位-水平荷重履歴曲線を図 10 に示す。

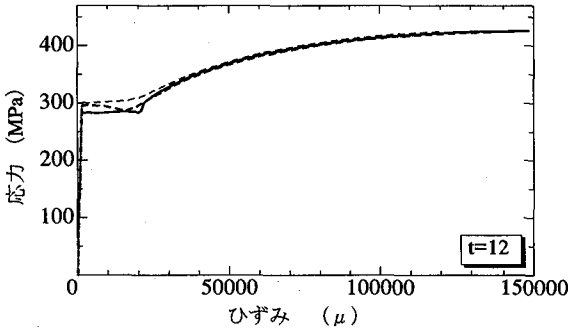
前項で述べた剛体変位等の除去の影響を確認するため、同図で剛体変位を除去したものを実線で、しないものを破線で示す。両者の差は図からわかるように、剛体変位等の影響が大きくており、ARCH-N35 では、 $4\delta y$ のとき、最大 25%、ARCH-S71 では、 $2\delta y$ のとき最大で 48% あった。支点で本来不動である回転成分および移動による補

表 2 材料試験結果

板厚 t (mm)	4.5	12
ヤング係数 E (GPa)	205	203
降伏応力 σ_y (MPa)	348	292
降伏ひずみ ϵ_y (μ)	1685	1480
ひずみ硬化係数 E_{st} (GPa)	—	3.09
硬化ひずみ ϵ_{st} (μ)	—	22950

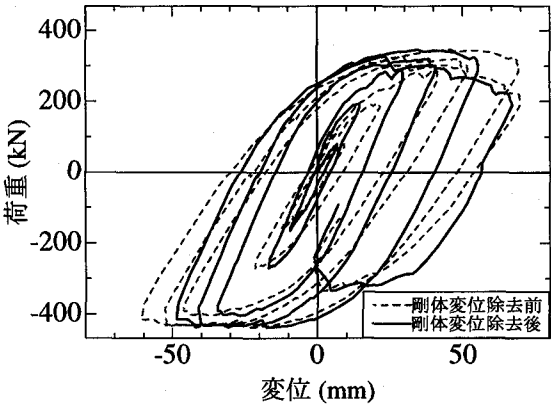


(a) 板厚 4.5mm

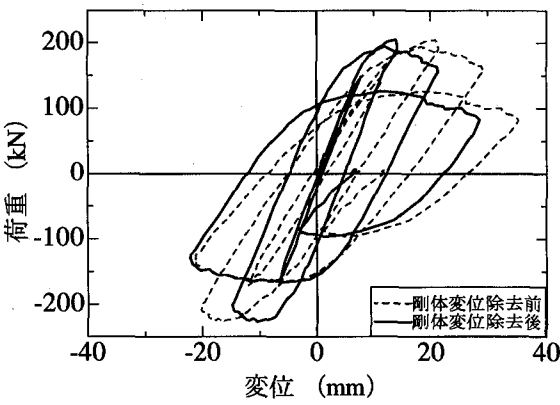


(b) 板厚 12mm

図 9 鋼材の応力-ひずみ曲線

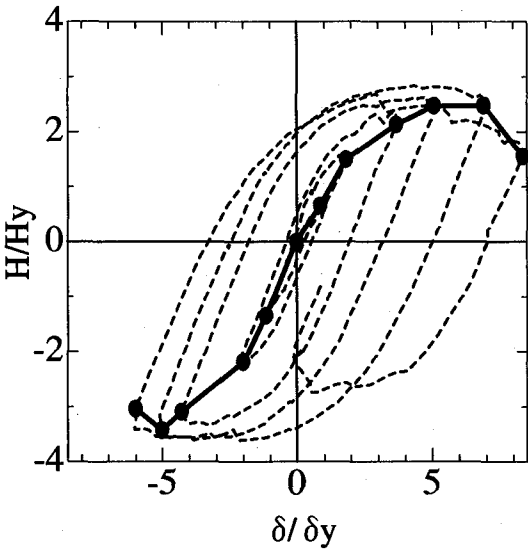


(a) ARCH-N35

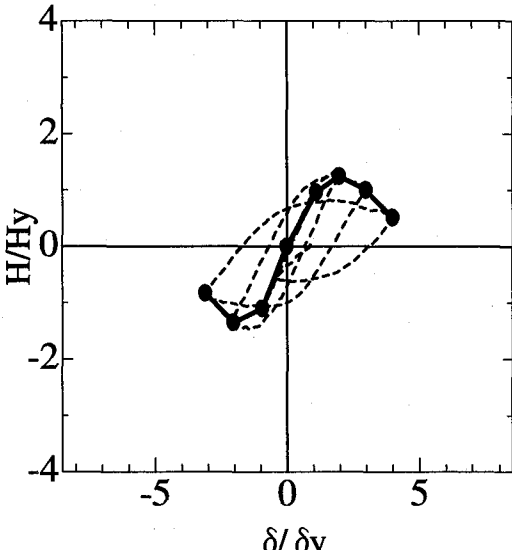


(b) ARCH-S71

図 10 剛体変位除去の影響



(a) ARCH-N35



(b) ARCH-S71

図 11 無次元化と包絡線

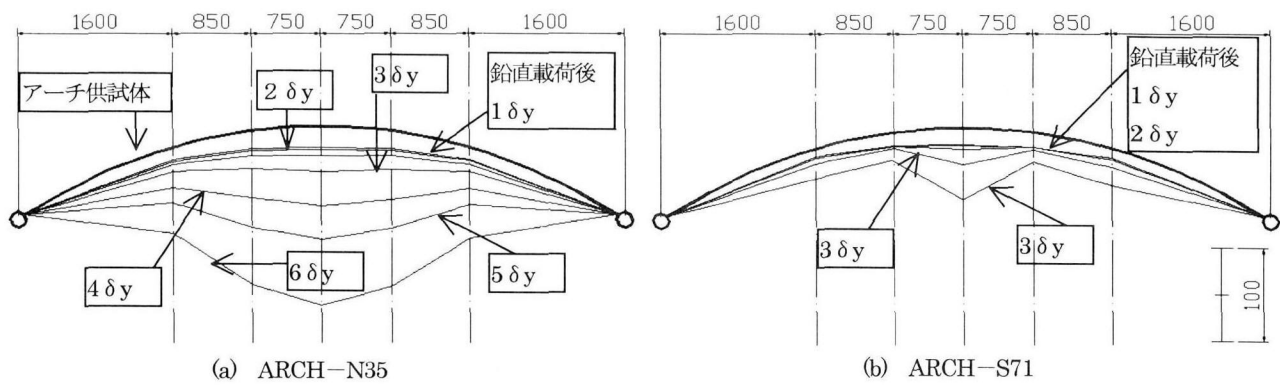


図 12 鉛直変位

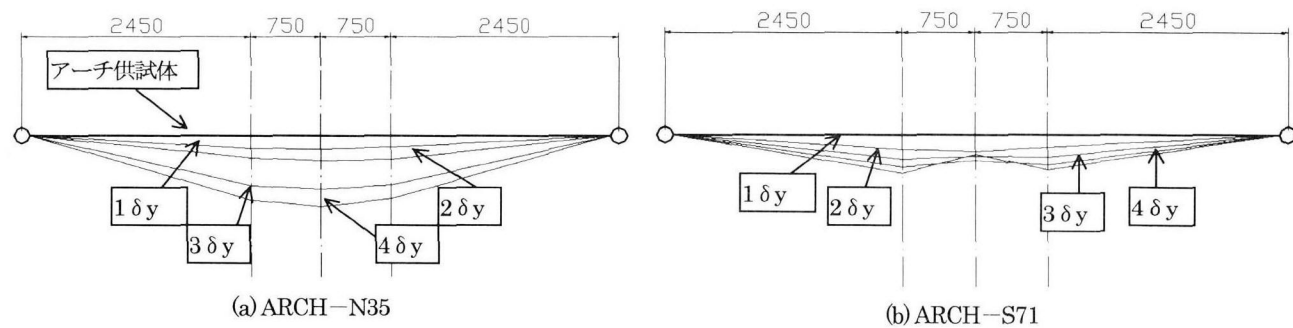
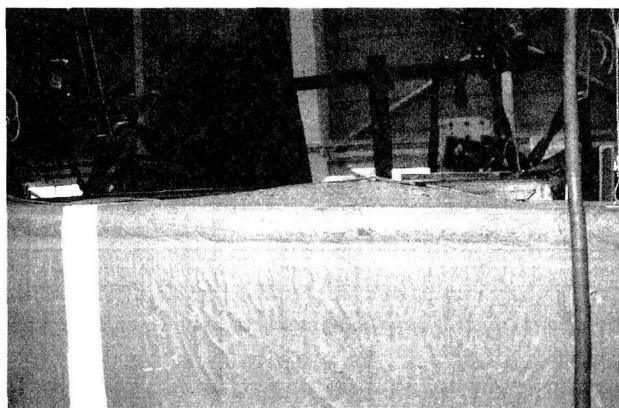
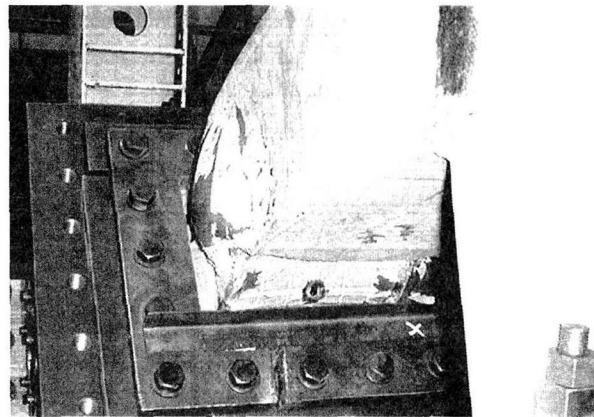


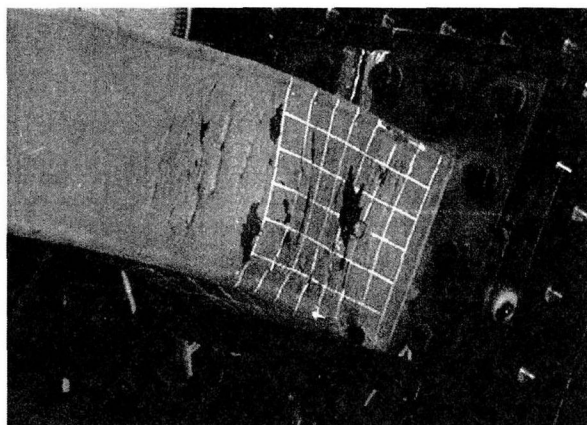
図 13 水平変位



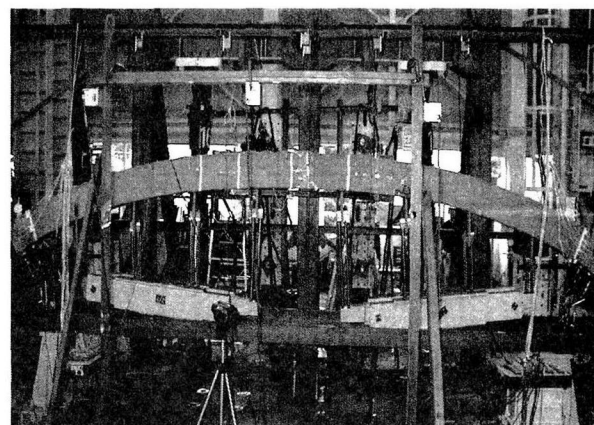
(a) クラウン部分



(b) 左側基部

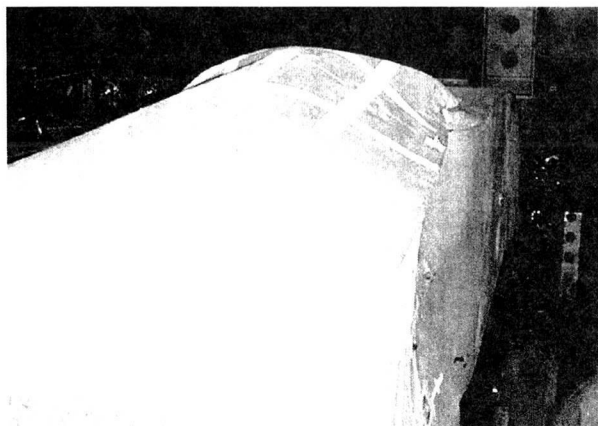


(c) 右側基部

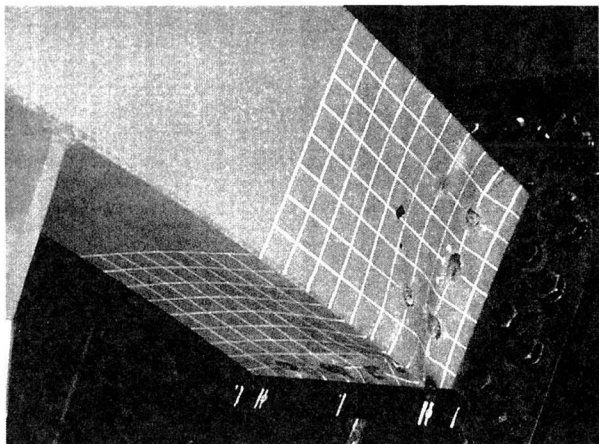


(d) 全体座屈状況

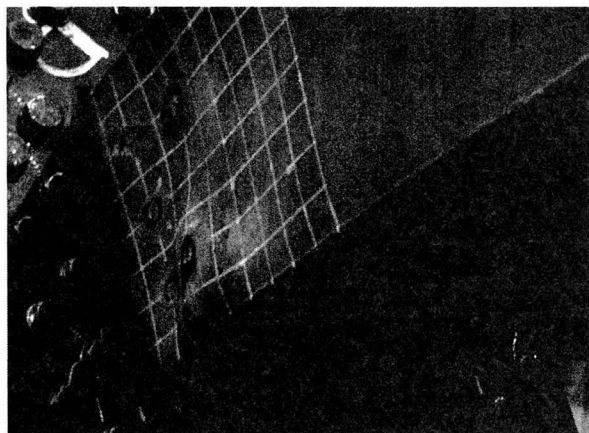
写真 3 座屈状況 (ARCH-N35)



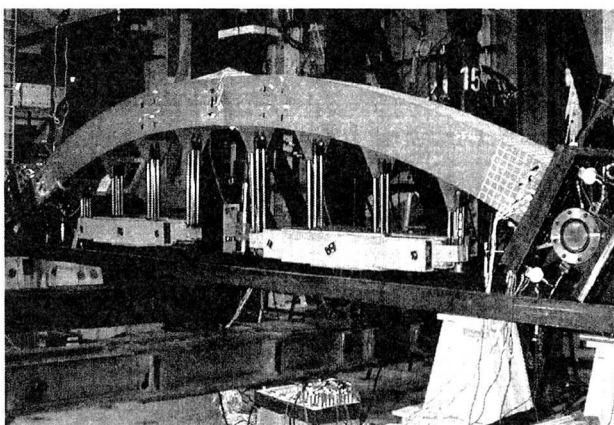
(a) クラウン部分



(b) 左側基部



(c) 右側基部



(d) 全体座屈状況

写真4 座屈状況(ARCH-S71)

正の影響は大きい。

図 11 は、図 10 の荷重－変位関係を降伏水平変位 δy と降伏水平荷重 H_y で無次元化したものである。 H_y は、 $+1\delta y$ 、 $-1\delta y$ における荷重値の平均を用いた。幅厚比パラメータの大きい ($R_R=0.7$) 供試体 ARCH-S71 は ARCH-N35 ($R_R=0.35$) に比べ、最大荷重が約 1/2 かつ変形能も小さい結果となった。

3.2 鉛直変位・水平変位

クラウン、水平荷重載荷位置およびアーチ支間長の 1/4 の位置の鉛直変位を各水平変位 δy ごとに描くと図 12 が得られる。ARCH-N35 は、 $3\delta y$ 以降の鉛直変位の増加が著しい。さらに、基部、クラウンが座屈して、変位が全体的にでている。それに対して、ARCH-S71 ではクラウンの局所的な変位の増加が目立っている。クラウン付近が座屈し、鉛直変位にも、その影響がでている。

クラウン、水平荷重載荷位置の水平変位を各 δy を描くと図 13 が得られた。ARCH-N35 は、 δy が増えるごとに水平変位は増えていく。それに対し、ARCH-S71 は、 $2\delta y$ からクラウンの変位が $3\delta y$ から小さくなっているのは局部座屈の影響を計測

したためと思われる。糸巻き式変位計は、断面の中心に設置するのではなく、断面の角の部分に設置するべきであった。

3.3 座屈状況

(1) ARCH-N35

ARCH-N35 の座屈状況を写真 3(a)～(d) に示す。 $-4\delta y$ のとき、主に基部の下フランジに大きな局部座屈がみられた。右側基部では、基部下フランジ端部 20mm 付近に 10mm 程度の凹みが見られ、 $5\delta y$ では、さらに 19mm まで増加した。一方、左側基部では、 $-4\delta y$ の時、基部下フランジ 20mm 付近に、15mm の凹みが見られ、 $5\delta y$ では、20mm となった。さらに、正面側ウェブにも 10mm の凹凸が見られた。

$+6\delta y$ から $-6\delta y$ に行く途中で鉛直荷重が保てなくなり、両基部の座屈が大きくなった。そして、クラウン上部には写真 3(a) のように凸型変形ができ、鉛直変位が増大し、アーチ全体が、写真 3(d) のように偏平になって終局状態に至った。このように、ARCH-N35 供試体の破壊は、はじめに両基部の座屈により、その部分が塑性ヒンジとなり、クラウン部分に曲げモーメントが増大し崩壊する。破壊状況は、基部破壊型に分類できる。

(2) ARCH-S71

ARCH-S71 の座屈状況を写真 4 に示す。幅厚比が大きいため ($R_r=0.7$) 局部座屈は一般的な単柱式橋脚に比べて早く、 $2\delta y$ で顕著に現われ始めた。このとき、主にクラウンの上フランジに 2、3mm 凸型の局部座屈が見られた。

$-2\delta y$ の時、クラウンの上フランジの他に、水平荷重載荷の +側ウェブ (以後+側フェブ、図 4 参照) に凹みが見われ、右側基部には、上部フランジに凸み、下部に、凹みが見われた。 $+3\delta y$ では、クラウン上部フランジに 50mm の凸みが見られ、クラウン+側ウェブに、50mm の凹みが見られた。 $-3\delta y$ にはクラウン上部は、60~80mm になり、最終的に写真 4 (a) のように、100mm 強の凹凸が見られた。さらに両基部の上部に 10mm の凸み、下部に 10mm の凹みが見られ、ウェブには、10mm の凹凸がみられた。しかし両基部は、クラウンほど、座屈の進行は見られなかった。

$+4\delta y$ から、 $-4\delta y$ に行く途中に、ARCH-N35 と同じように、鉛直荷重が保てなくなった。ARCH-N35 のように、基部の座屈からではなく、クラウンの座屈が局部的に進行し、軸圧縮力、曲げモーメントに耐えることができなくなり破壊に至った。破壊状況としては、ARCH-N35 が基部破壊型に対して、クラウン破壊型であるといえる。

3.4 エネルギー吸収量

各 δy ごとのエネルギー吸収量を図 14 に示す。2つの供試体とも $+1\delta y$ 、 $+2\delta y$ でのエネルギー吸収量は、変わらず上昇しているが、ARCH-S71 は、 $+3\delta y$ でクラウンが局部座屈し始め、ARCH-N35 は、 $+6\delta y$ 時に、局部座屈し始めてエネルギー吸収量が減少した。2体の供試体を比較すると、クラウンの座屈し始めたのが早かった ARCH-S71 は、エネルギー吸収量が著しく小さい。逆に、基部破壊型の ARCH-N35 は、基部やクラウンの部分でエネルギーを吸収したため、高いエネルギー吸収量が得られたと思われる。

3.5 実験装置の検討

本研究で使用したピン支持装置の水平反力に抵抗させるため装置同士を鋼材のタイ (断面積 38cm^2) で結合 (図 3 参照) した。しかし、鉛直荷重が最大荷重に達したとき、ピン支持装置は、外側に約 5mm (スパンの 0.08%) の相対変位を生じた。アーチ支点がわずかでも水平移動すれば面内曲げモーメントは増大する。そこで、各供試体に鉛直荷重載荷の時の面内曲げモーメントの増加の様子をファイバーはり要素を用いて解析した。解析結果を図 15 に示す。各供試体とも、支持装置の移動変位が大きくなるにつれて、クラウンに生じる面内曲げモーメントが大きくなる事がわかる。支点移動はスパンの 0.08% と極めて小さいにもかかわらず増加した面内曲げモーメントは、ARCH-N35 では、支点移動がない場合の 2 倍、ARCH-S71 では、約 3 倍に増大する。したがって、アーチの載荷実験では、支点移動の拘束は極めて重要である。また、実際のアーチ構造でも同様の結果となる恐れがあり注意が必要である。

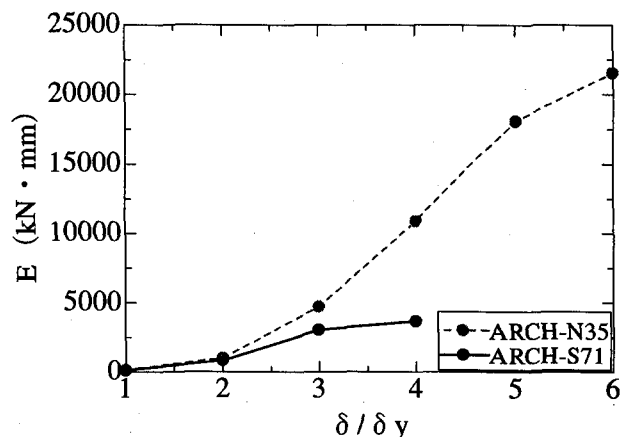
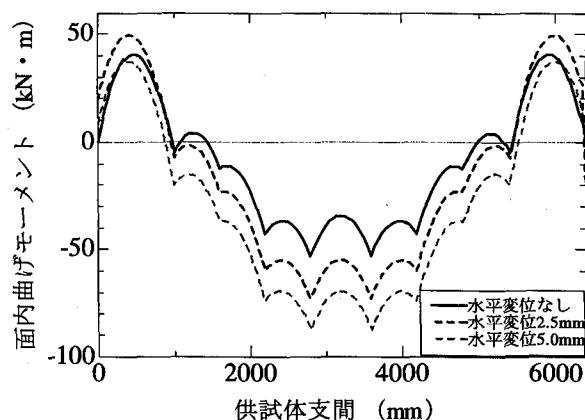
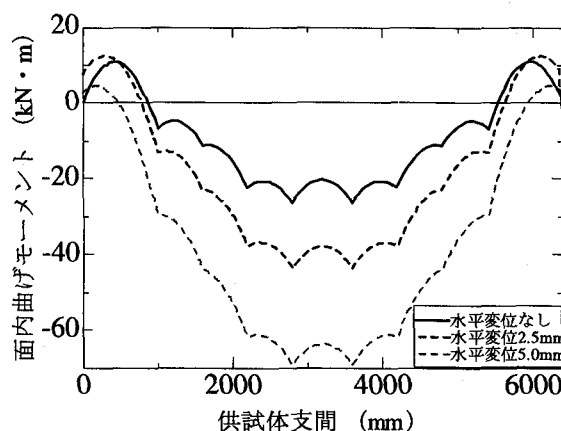


図 14 エネルギー吸収量



(a) ARCH-N35



(b) ARCH-S71

図 15 支持装置の移動による曲げモーメントへの影響

次に、鉛直荷重載荷時のクラウン、基部のひずみを実験値と解析値で比較したものを図 16 に示す。ARCH-N35 の基部では、水平変位移動による差、および、解析と実験値の差はみられない。一方、クラウンでは、曲げの影響が多少見られる。さらに水平変位 5mm 移動したとき、解析値と実験値は近い値を示したが、図 15 に示す面内曲げモーメントほどの大きな差は見られない。ARCH-S71 の基部では、ARCH-N35 と同様に、解析値と実験値の差は見られない。

次に鉛直荷重載荷後、水平荷重を載荷し、 $+1\delta y$ 載荷した時

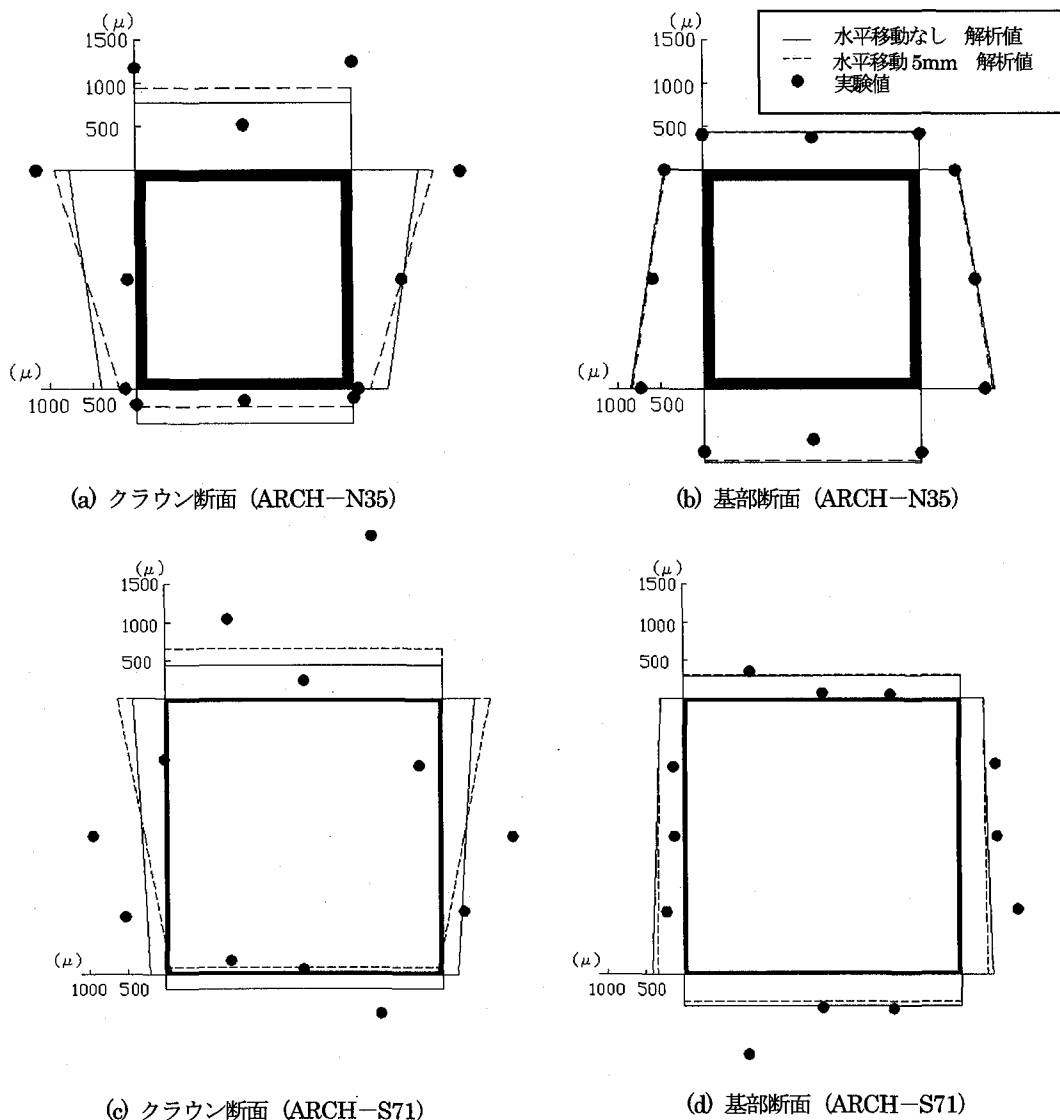


図 16 支持装置の移動とひずみの関係 (鉛直荷重載荷時)

のクラウン、基部のひずみを実験値と解析値で比較したものを図 17 に示す。鉛直荷重載荷時と同様にクラウンには、曲げの影響が見られた。一方、基部のほうでは、ARCH-N35、ARCH-S71 とも実験値は解析値より低い値となっていた。これは、ピン支持装置が完全固定されていないためと思われる。解析値、実験値をみて、ねじりの影響は大きくないことがわかる。

ARCH-N35、ARCH-S71 とも、クラウン断面のフランジ上で中央部より両端のひずみが大きくなっているのは、シアラゲの影響および、中央部の板の凸変形により引張ひずみが生じ、これが載荷による圧縮ひずみを減少させている可能性がある。

本実験では、微小とはいえ支点部の水平移動の影響により、クラウン部分に大きな面内曲げモーメントが生じる結果となり、ARCH-S71 のクラウンの破壊を早めてしまったと考えられる。課題としては、タイの強化等、支点移動の防止等が重要である。

4 まとめ

本研究では、アーチリブ断面が 2 種類の異なった幅厚比を有する鋼箱形断面アーチの面外繰返し載荷実験を行い、その耐震性能を調べるとともに、実験上の問題点を検討した。実験によって得られた結論を以下にまとめる。

- 1) アーチの耐震実験における剛体変位等の影響を調べた。横方向変位の結果は予想以上に大きな値となった。正しい変位を計測するためには、単柱式橋脚の実験と同様、剛体変位等の除去の補正が必要である。アーチでは基部変位が 3 次元的となるため正確な補正は極めて複雑となる。本研究では一つの簡便法を提案した。
- 2) 鉛直荷重載荷時に、大きな水平支点反力が生じるため、支持装置の移動防止が重要である。アーチスパンの約 0.08% の極くわずかの支点移動でクラウン部分に曲げモーメントが 2~3 倍も増大し、破壊を早める。

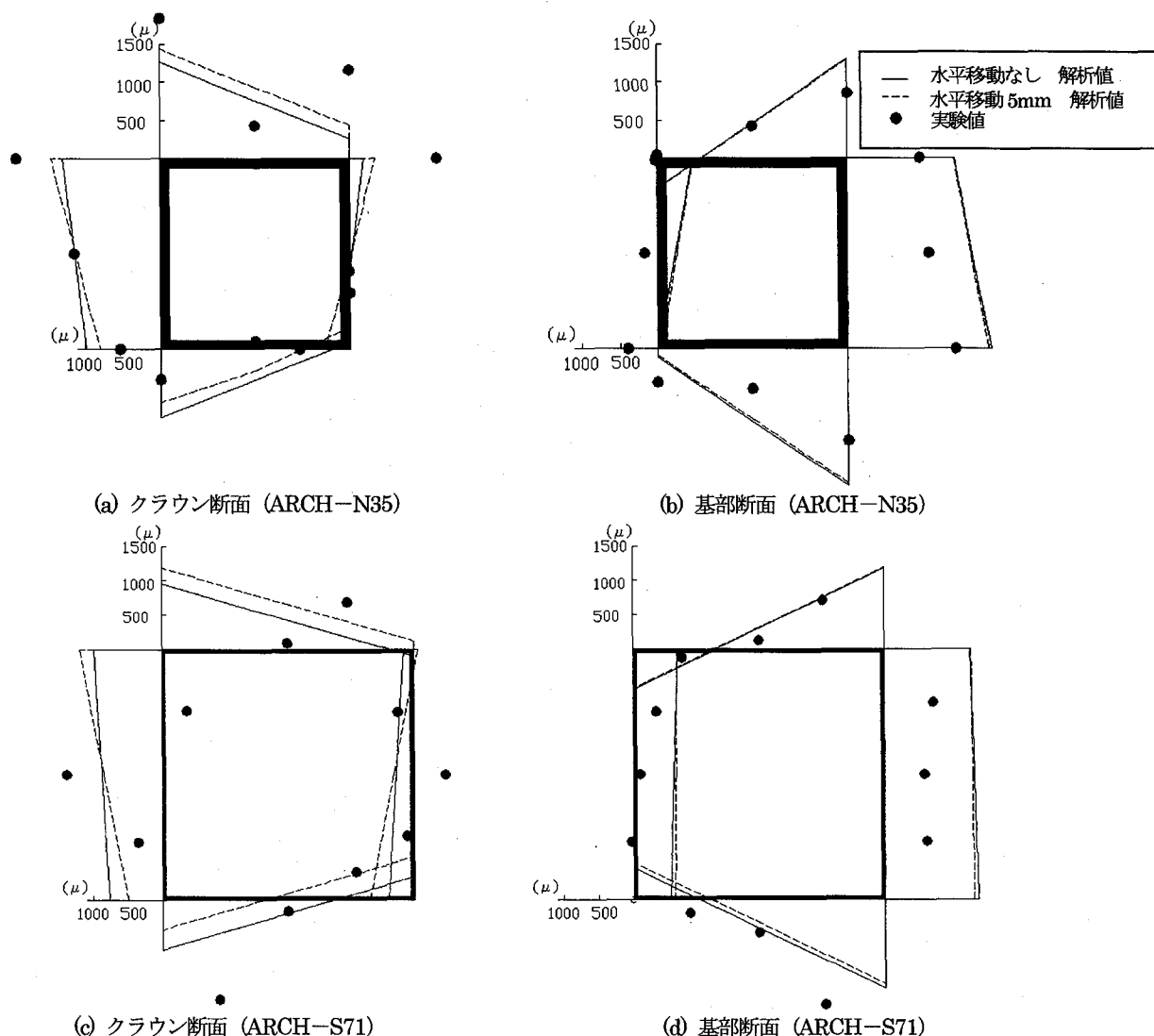


図 17 支持装置の移動とひずみの関係 (+1δy 載荷時)

3) アーチは堅い基礎地盤に造られるとはいえ、地震時には地盤の振動により実構造物でも上記のような僅かな支点移動が考えられる。本実験での付加モーメントの計算結果 (図 15 参照) から推察されることは、支点の微小移動によってクラウン部の曲げモーメントが最も大きく増大するため、基部よりクラウン部の強度安全性を特別に高めに設定する必要があると考えられる。

なお、本実験は愛知工業大学耐震実験センターで行われたものである。関係者に謝意を表す。

《付録》アーチ実験における剛体変位等の除去の方法

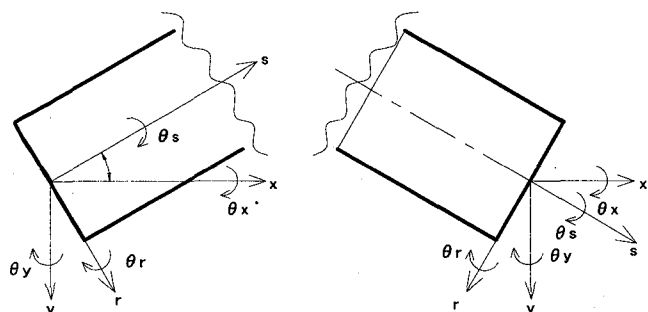
供試体に鉛直荷重、水平荷重がかかると、ピン支持装置も若干の変位が生じる。これによりアーチ本体の計測された変位には剛体変位が含まれる。よって、正しい変位を求めるには、剛体変位等の除去が必要となる。ピン支持装置が完全固定されていないとき、左右の対象性を考慮し、アーチには併進移動 3 成分と回転 3 成分の計 6 自由度がある。これらのうち鉛直移動は鉛

直力載荷後からの変動は少なく無視し得る。またアーチ基部ピン間の移動は剛体変位ではなく、曲げモーメントの変化を伴うもので、本文で考察した (図 15 参照)。強軸直角水平方向の回転はピンの回転であり、問題としない。以下では残り 3 成分について、アーチに作用する水平力に伴う水平変位補正の簡便法を述べる。

図 A-1 に示すようにアーチ軸線方向を s 、それと直行する方向を r 、水平方向を x 、鉛直下方を y 軸にとる。アーチ基部の軸周り回転角を θ_s 、半径方向周りの回転角を θ_r とする。これらの回転角は、それぞれ一定距離を置いた 2 本の変位計により測定する。はじめにこれらを x 、 y 軸周りの回転角 θ_x 、 θ_y に変換する。アーチ端部の傾きを α とおくと θ_{xy} 系と θ_{sr} 系の変換マトリックスは、式(1)、(2)のようになる。右支点 [式(1)] と左支点 [式(2)] で変換マトリックスが異なることに注意する。

$$\begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_s \\ \theta_r \end{Bmatrix} \quad \dots (1)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_s \\ \theta_r \end{Bmatrix} \quad \dots (2)$$



(a) 左支点

(b) 右支点

図A-1 アーチ支点の回転角

① 支点のx軸周りの回転 θ_x による剛体回転

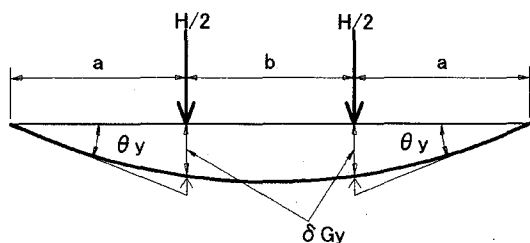
両端のアーチ回転中心線を結ぶ基準線から、水平荷重載荷点までの高さを h とすると、この点でのアーチ剛体回転の影響は単柱式橋脚と同じく、

$$\delta_{Gx} = \theta_x h \quad \dots (3)$$

② 支点の鉛直軸yまわりの回転 θ_y による弾性変形

ここでは簡単のためにアーチを近似的に水平面内に投影したはりと置き換え、回転角と載荷点のたわみの関係を導く。図A-2に示す長さ L で両端に等曲げを受けるはりのたわみ δ_{Gy} と両端回転角 θ_y の関係は、

$$\delta_{Gy} = a(a+b)\theta_y / L \quad \dots (4)$$



図A-2 両端に等曲げを受けるはり

なおこのたわみ量は剛体変形によるものではなく、支点の鉛直軸回転による弾性変形成分である。また試験体は実際には塑性変形しているため、正確な補正量は実験中の回転変位を入力しつつ有限要素解析等を行い、逐次補正をしていかなければならない。ここでは簡単のため弾性成分のみの補正とした。より簡便で正確な補正法については今後の課題である。

③ 橋軸直角方向(z方向) 併進移動

今回の実験では、東西方向に置かれたアーチ供試体の南方向面外変形を正とし、この方向のヒンジ支点の南方向(z方向)変位を直接計測し、これを δ_{Gz} とする。

アーチの水平載荷点での剛体変位 δ_G は式(3)と式(4)にこれを加え合わせて、

$$\delta_G = \delta_{Gx} + \delta_{Gy} + \delta_{Gz} \quad \dots (5)$$

以上の計算式では、変位計の設置方向、回転角の正の方向、アーチの面外変位の正方向、左右支点の相違に注意が必要である。

参考文献

- 1) 北田俊行、中井 博、國廣昌史、原田直樹：圧縮と曲げとを受ける無補剛・無補剛薄肉箱型断面の終局強度相関曲線に関する研究、構造工学論文集、Vol.40A、pp331～pp342、1994
- 2) 宇佐美 勉、坂野 茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集、Vol.39A、pp235～pp247、1993
- 3) 前野 裕文、宇佐美 勉、葛 漢彬、岡本 隆、水谷 慎吾、魚井 啓次：コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.44A、pp189～pp199、1998
- 4) 天野 麻衣、葛西 昭、宇佐美 勉、葛 漢彬、岡本慎吾、前野 裕文：コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究、構造工学論文集、Vol.44A、pp179～pp188、1998
- 5) 中井 博、北田俊行、村山泰男、室塚直人：曲げとねじりを受ける箱桁の終局強度に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol.42A、pp71～pp82、1996
- 6) 北田俊行、中井 博、國廣昌史、松下孝文：圧縮・曲げ・ねじりの組合せ断面力を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.34A、pp221～pp231、1988
- 7) 北田俊行、中井 博、國廣昌史、岸田和人：圧縮、2軸曲げ、および、ねじりを受ける薄肉箱形短柱の終局強度に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.37A、pp73～pp82、1991
- 8) 中井 博、村山泰男、北田俊行：曲げとねじりとを受ける補剛材付き薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、pp155～pp165、1992
- 9) 崎元達郎、鶴田栄一、坂田 力：下路式および中路式アーチ橋の弾塑性面外座屈強度、構造工学論文集、Vol.34A、pp243～pp254、1988
- 10) 崎元達郎、坂田 力、古賀一臣、岡本剛治：上路式アーチ橋の面外座屈強度、構造工学論文集、Vol.37A、pp199～pp209、1991

(2001年9月14日受付)